

P.U.A. "ANTOLINI"

"Ambiti di insediamento produttivo P" - loc. Antolini, PONTE DELL'OLIO (PC)
 Riferimento NCT foglio 12 mappali 813, 814 e 223



OGGETTO: RELAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA
 a firma del dott. LUSIGNANI Filippo

COMMITTENTE: MOLINELLI Srl via dell'Artigianato 4 – PONTE DELL'OLIO (PC)
SCAGNELLI Piero via San Giovanni 2 – VIGOLZONE (PC)

ALBO DEGLI INGEGNERI
 Prov. Piacenza
 Dott. Ing. ROBERTO CALZA
 N. 651

Calza Roberto

PROGETTISTA CALZA ing. Roberto
 Via delle Teresiane n. 4 – 29121 PIACENZA
 Iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Piacenza al numero d'ordine 651
 tel. 0523/335.619 fax 0523/335.619
 email ingcalza@teletu.it pecroberto.calza@ingpec.eu

Rev.	Data	DESCRIZIONE
1		
0	20/01/2023	Prima emissione progetto preliminare

COMUNE DI PONTE DELL'OLIO

Provincia di Piacenza

PUA "ANTOLINI"
"Ambiti di insediamento Produttivo"
sito in località Antolini

Relazione geologica e sismica
con caratterizzazione geotecnica del sottosuolo

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

Committente:

MOLINELLI srl
SCAGNELLI PIETRO

studio

Iusignani

geologia, cave ed ambiente

FEBBRAIO 2023

INDICE

PREMESSA	pag. 3
INQUADRAMENTO GEOLOGICO	pag. 7
• Condizioni morfologiche e geolitologiche.....	pag. 8
• Idrografia e condizioni idrogeologiche.....	pag. 12
CONFORMITA' CON LA COMPONENTE GEOLOGICA DEL PSC.	pag. 14
CONFORMITA' CON IL PGRA	pag. 17
INDAGINI GEOGNOSTICHE	pag. 19
• Prove penetrometrica statica CPT.....	pag. 21
• Prove penetrometrica dinamica SCPT.....	pag. 22
• Prova sismica MASW	pag. 23
• Prova geofisica a HVSR	pag. 25
CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO ..	pag. 29
MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	pag. 37
SISMICITA'	pag. 38
• Valutazione del Fattore di Amplificazione (FA).....	pag. 40
• Sollecitazioni sismiche (cfr. D.M.I.T. del 17/01/2018).....	pag. 41
CONCLUSIONI.	pag. 49

ALLEGATI:

- Diagrammi e tabelle di calcolo dei parametri geotecnici desunti dalle prove penetrometriche CPT e SCPT
- Rapporto sullo stendimento sismico MASW
- Prova sismica HVSR

PREMESSA

L'area in esame è situata in fregio alla SP N.36 per Godi presso località Il Antolini; l'area d'intervento, di superficie complessiva pari a 17.438 mq, corrisponde ai mappali n. 813, 814 e 223 (parte) al Foglio 12° del catasto terreni del comune di Ponte dell'Olio.

La committenza prevede di avviare la procedura per l'urbanizzazione dell'area che risulta suddivisa in due lotti distinti entro i quali è prevista la futura costruzione di altrettanti capannoni.

L'area è inserita nella previsione di P.S.C. quale "*ambito di espansione per attività produttive*" denominato "AMBITO R5".

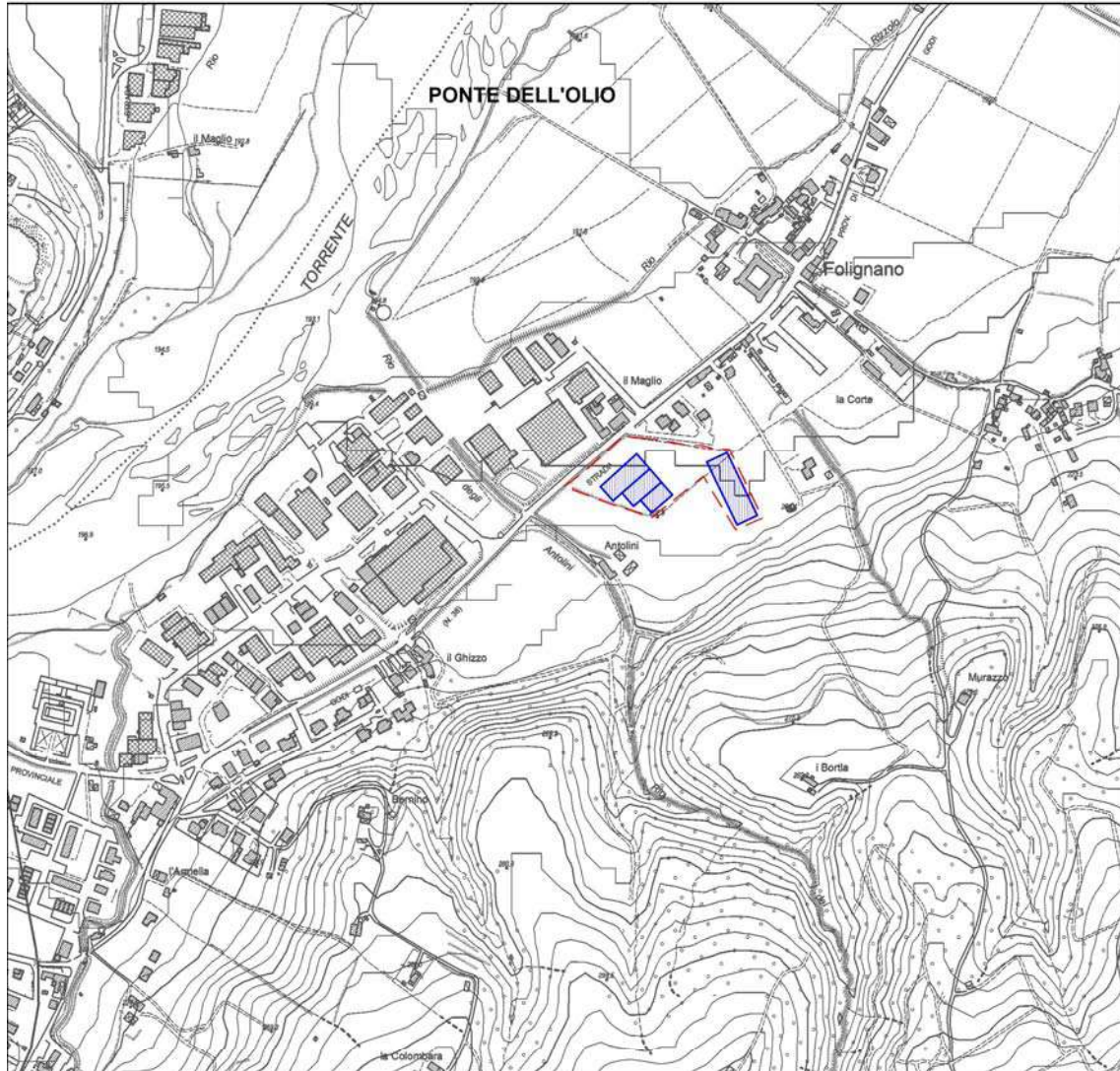
L'area non è soggetta ai dettami del "vincolo idrogeologico" (art.1 del R.D.L.30 dicembre 1923 n.3267 e s.m.i., (Direttiva regionale concernente le procedure amministrative e le norme tecniche relative alla gestione del vincolo idrogeologico ai sensi ed in attuazione degli artt.148, 149, 150 e 151 della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

La presente relazione geologica e sismica con caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, soddisfa i contenuti tecnici previsti dal D.M. 17/01/2018 recante le nuove "*Norme Tecniche sulle Costruzioni*" nonché quelli della D.G.R. 476 del 12/04/2021 recante "*Aggiornamento dell'Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale e urbanistica (artt. 22 e 49, L.R. n° 24/2017)*" di cui alla deliberazione della Giunta Regionale 29 Aprile 2019, n. 630".

L'area di espansione oggetto di intervento non presenta nessuna area in dissesto contenuta nel perimetro della stessa, anche se è presente una "conoide inattiva" (i2), che lambisce il suo margine sud-occidentale presso case Antolini.

INQUADRAMENTO TERRITORIALE

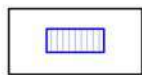
scala 1:10.000



LEGENDA:



Area in studio

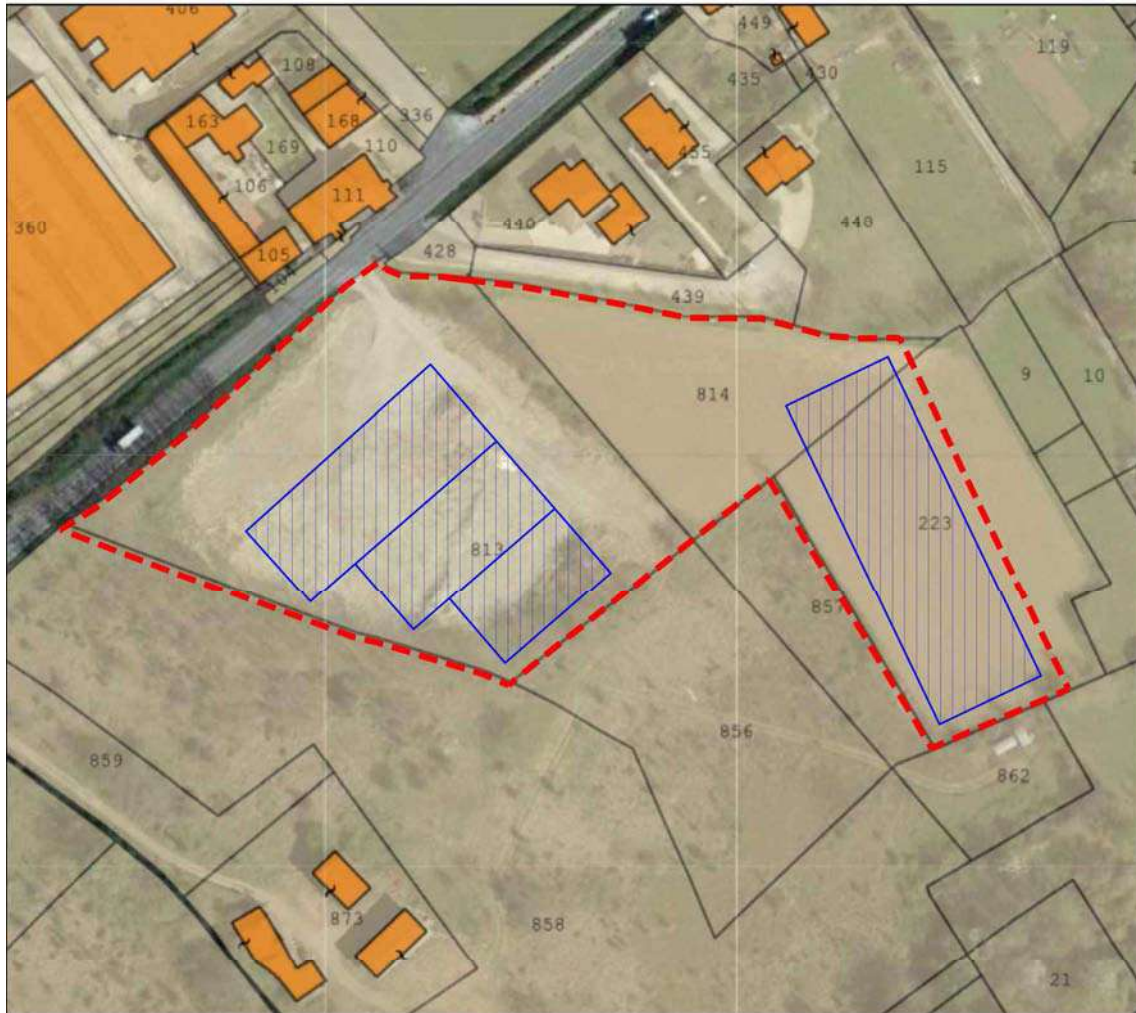


Fabbricati in progetto

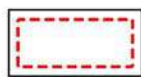


PLANIMETRIA CATASTALE

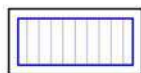
scala 1:2.000



LEGENDA:



Area in studio
(Comune di Ponte dell'Olio, Foglio 12 mappali 813, 814, 223 parte)

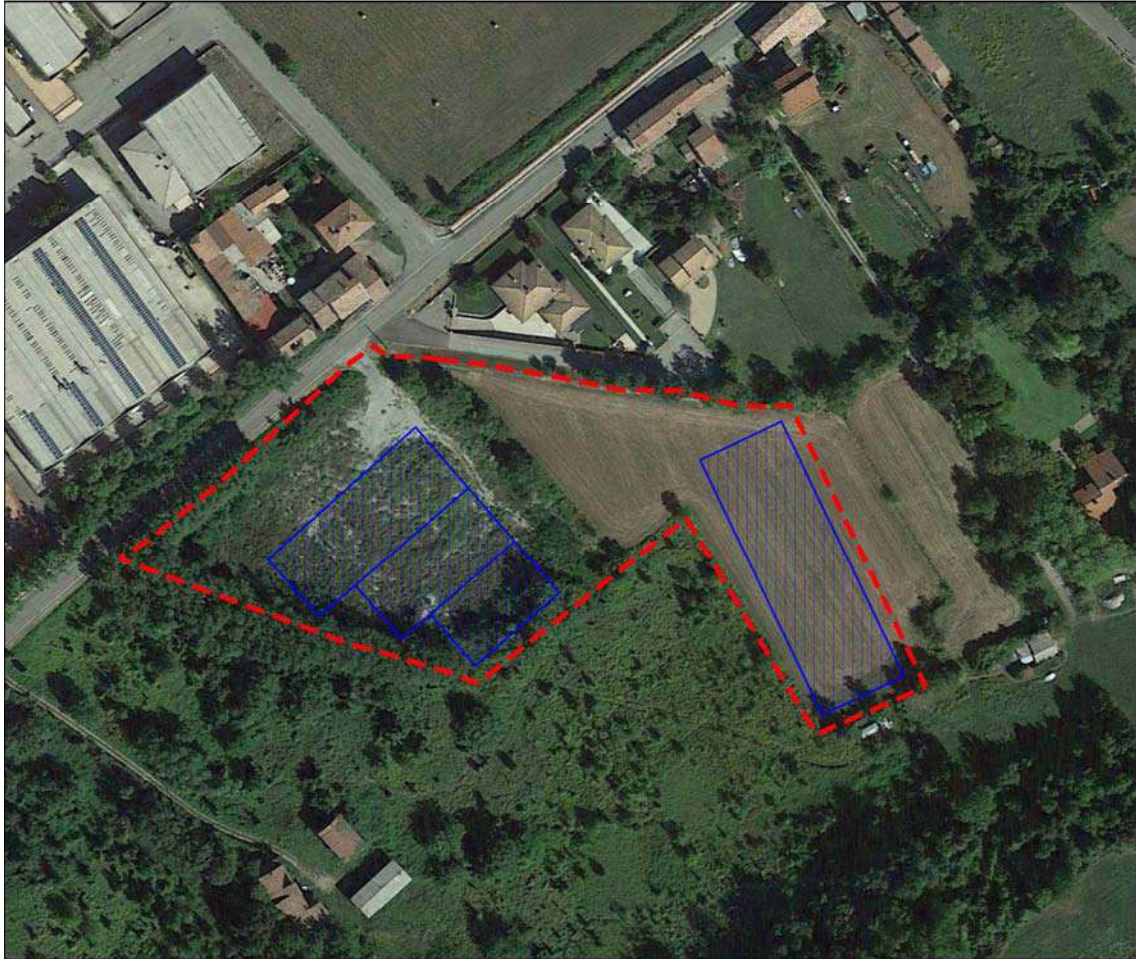


Fabbricati in progetto



FOTO AEREA

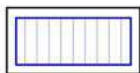
scala 1:2.500



LEGENDA:



Area in studio



Fabbricati in progetto



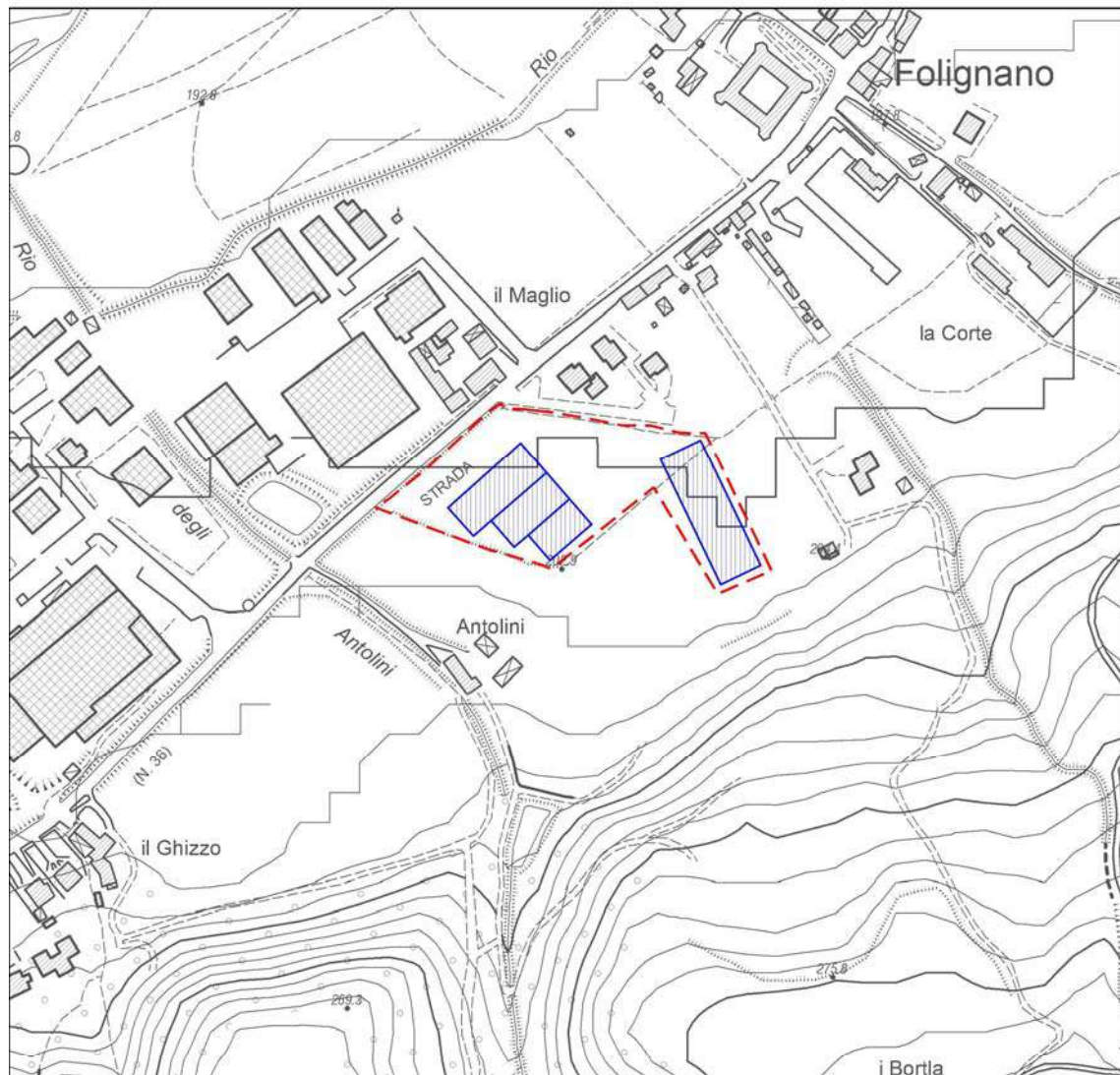
INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Condizioni morfologiche e geolitologiche

L'area in esame giace ad una quota di circa 202.5 m s.l.m. ed è situata sulle superfici più elevate del sistema terrazzato del pedemonte che si estende in destra orografica nella valle del Torrente Nure.

COROGRAFIA

scala 1:5.000



LEGENDA:



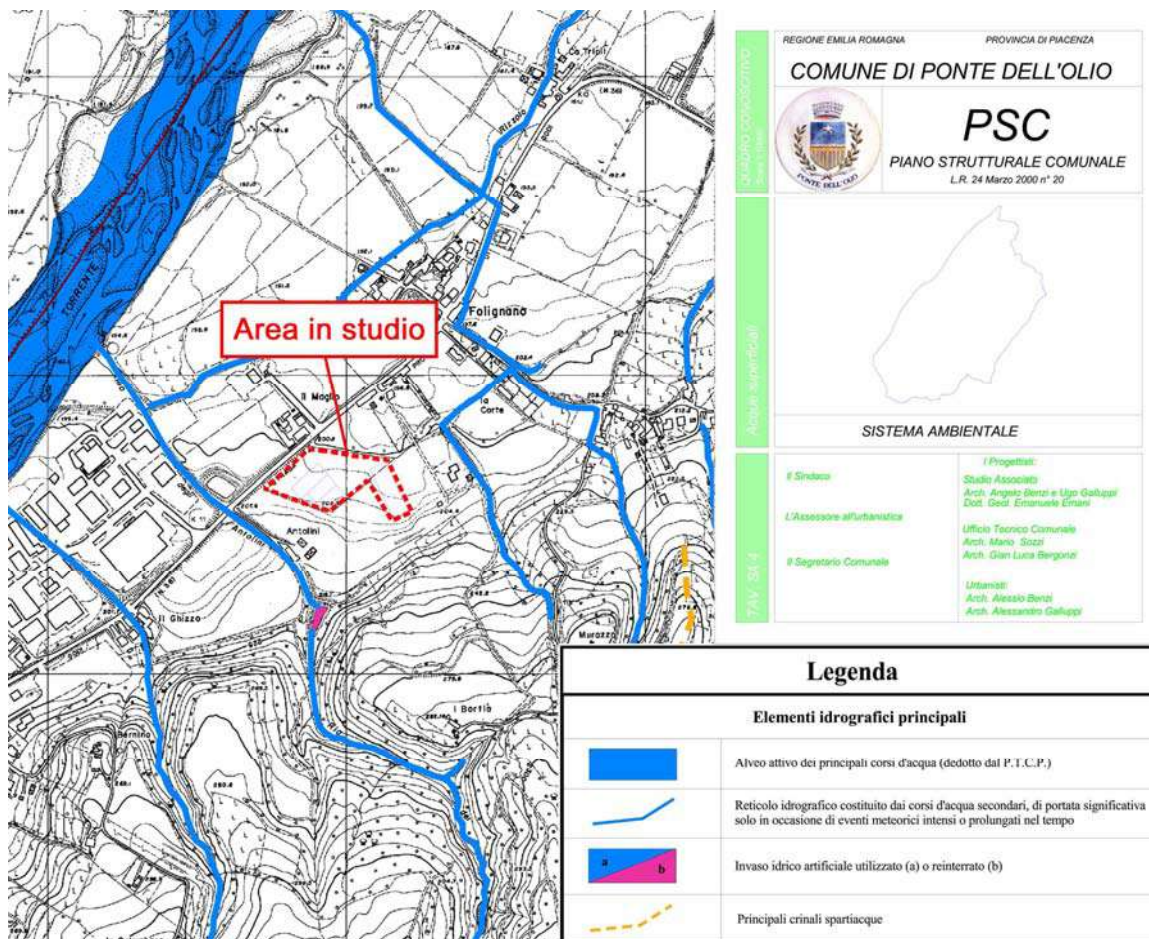
Area in studio



Fabbricati in progetto



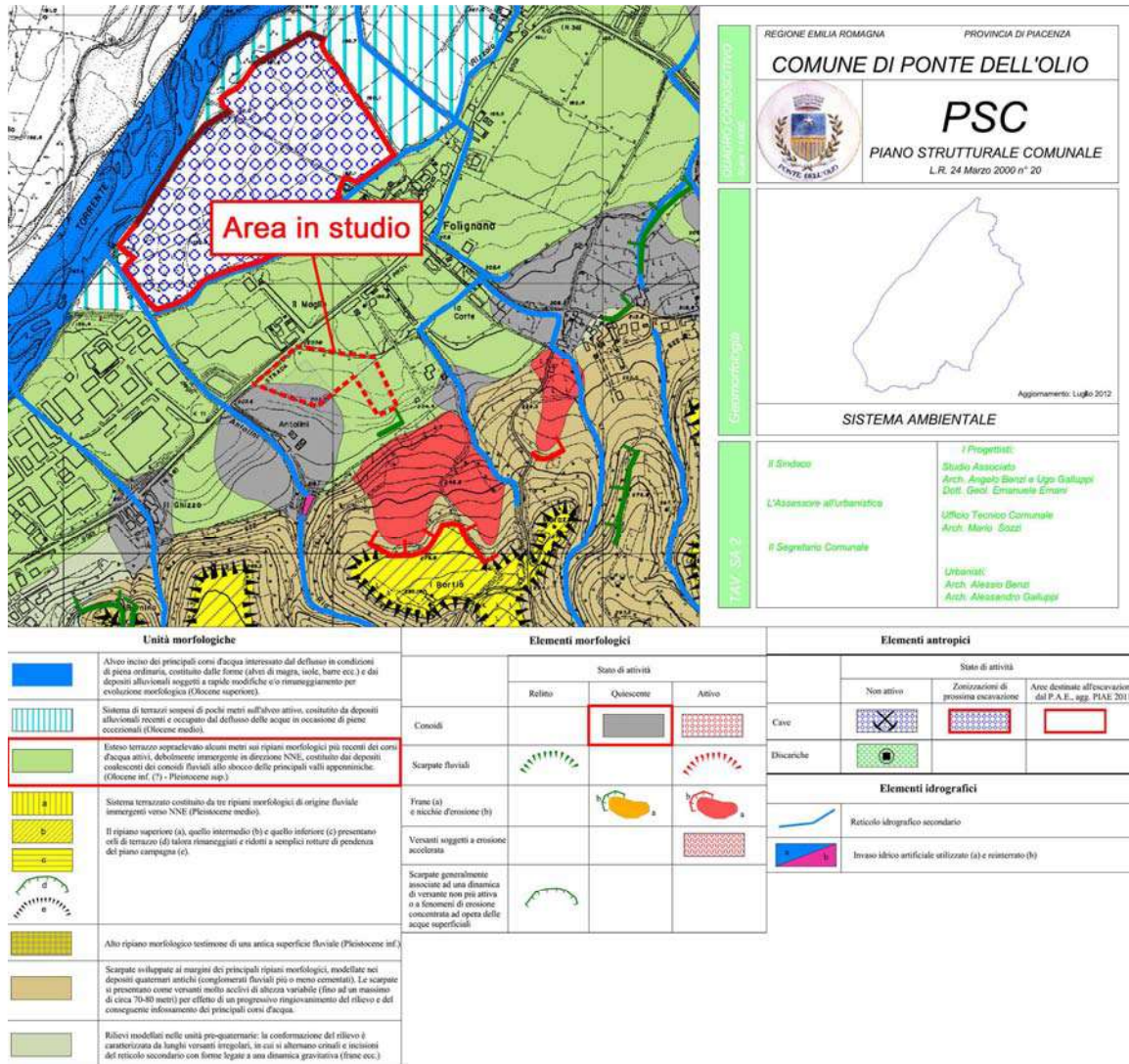
L'area si presenta pressochè pianeggiante ed è confinata a valle dalla SP di Godi, mentre il versante collinare che si estende più a monte, è intersecato da due principali linee di compluvio rappresentate dal Rio degli Antolini a Sud-Ovest e dal Rio di Folignano a Nord-Est che costituiscono le principali linee di drenaggio dell'intorno in studio.



Tav SA.4 "carta dell'idrografia superficiale" del QC del PSC

La carta di inquadramento geomorfologico del QC del PSC (cfr. Tav.SA.02 "geomorfologia"), segnala che, marginalmente a Sud-Ovest dell'area di interesse, è presente un'area classificata come "conoide inattiva" che rappresenta sbocco sul fondovalle del Rio degli Antolini, corso d'acqua ormai quiescente che non presenta alcuna forma evolutiva.

Ciò premesso gran parte dell'area giace sui depositi alluvionali terrazzati più antichi della pianura pedemontana e/o intravalliva in destra orografica del T.Nure; i sistemi terrazzati più antichi si sono formati per coalescenza delle conoidi alluvionali depositate dai vari corsi d'acqua provenienti dall'Appennino, i quali hanno prodotto in origine una superficie sostanzialmente unitaria e uniforme.



Stralcio TAV. SA02 "Geomorfologia" a corredo del PSC

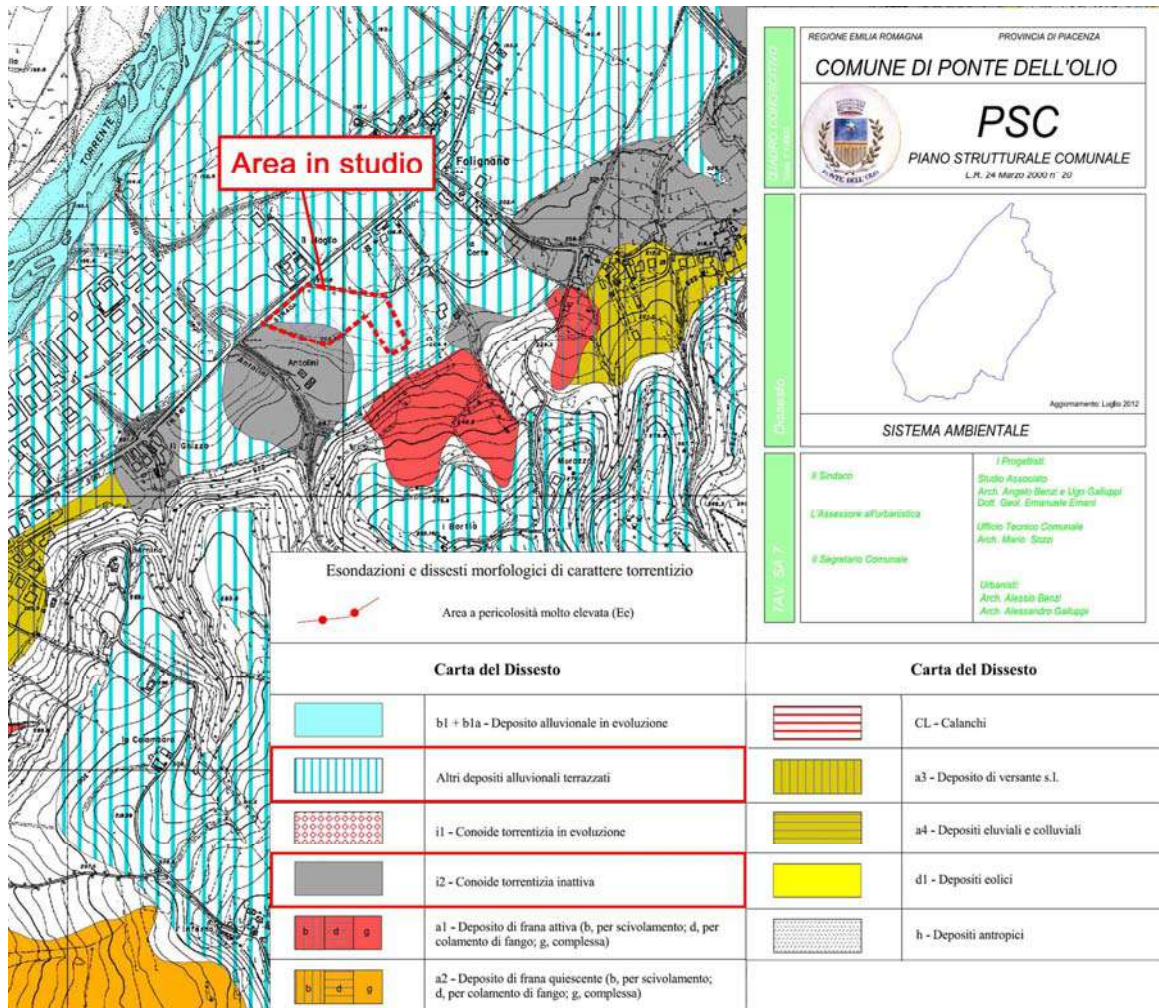
L'elemento morfologico più caratteristico di questa zona, infatti, è costituito da uniformi e piatte superfici topografiche immergenti verso la pianura, che presentano scarpate laterali di erosione fluviale con altezza che diminuisce progressivamente da monte verso valle e che si raccordano verso settentrione in modo complessivamente regolare. Si riconoscono tuttavia vari ordini di ripiani, associabili a più fasi di ringiovanimento succedutesi nel corso del Quaternario.

L'area in esame, per la sua collocazione su tali ripiani sub pianeggianti e per le caratteristiche geolitologiche del substrato locale, si presenta stabile in assenza di particolari forme di dissesto (cfr. Tav. PSC SA07 "carta del dissesto" del QC del PSC). Il substrato geolitologico nell'area in esame, secondo la 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 sintemi¹);

¹ che corrispondono a unità stratigrafiche delimitate da superfici di discontinuità

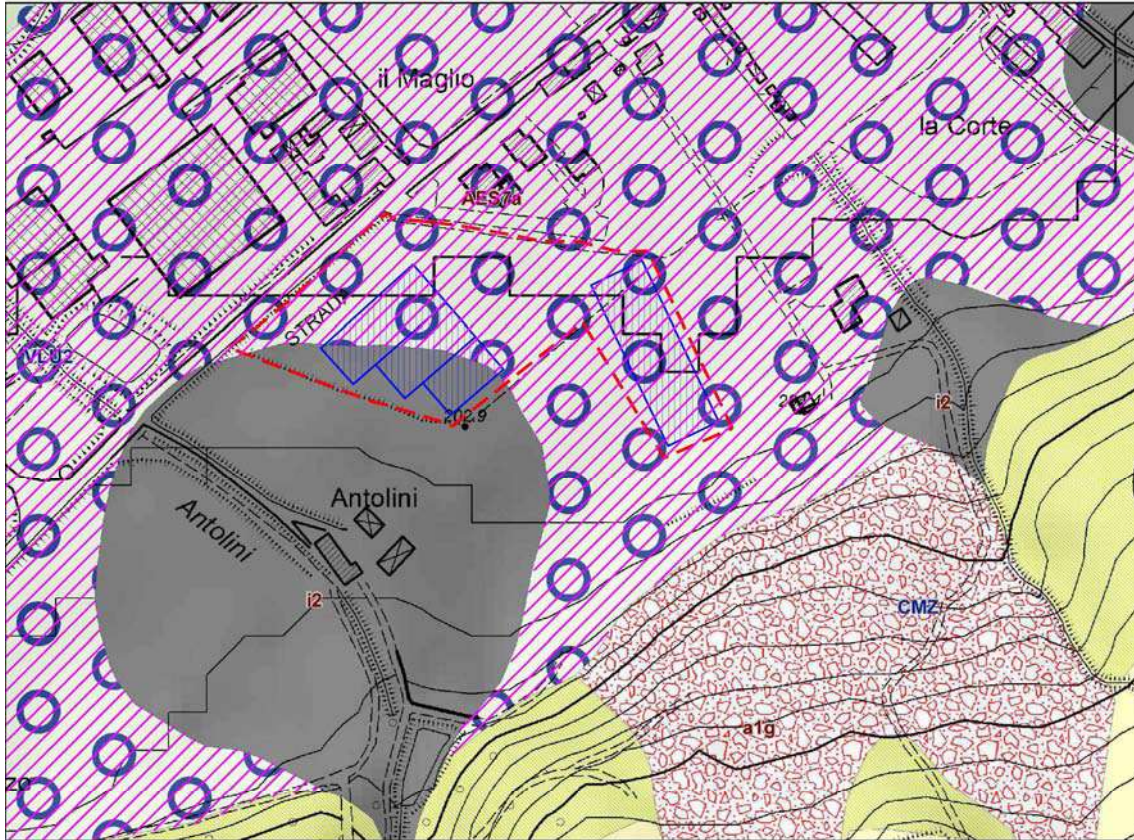
nella zona in esame predomina il SubSintema di Villa Verrucchio del Pleistocene Sup. che è suddiviso su base morfologica e pedostratigrafica, in due distinte Unità.

Nell'area di intervento affiora l'Unità di Niviano: AES7a", caratterizzata da un sottosuolo costituito da una litologia ghiaiosa, sabbiosa e limosa stratificata con una coltre di copertura discontinua costituita da limi e argille di spessore contenuto entro pochi metri.



Stralcio TAV. SA07 "Dissesto" a corredo del PSC

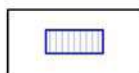
CARTA GEOLOGICA
(tratta da **Cartografia Geologica della Regione Emilia Romagna**)
scala 1:5.000



LEGENDA:



Area in studio



Fabbricati in progetto



VLU2 - Formazione della Val Luretta
-membro di Monteventano



AES7a -
Unità di Niviano



CMZ -
Sintema di Costamezzana



i2 - Conoide torrentizia
inattiva



a1g - Deposito di frana
attiva complessa



Ghiaia - Piana alluvionale



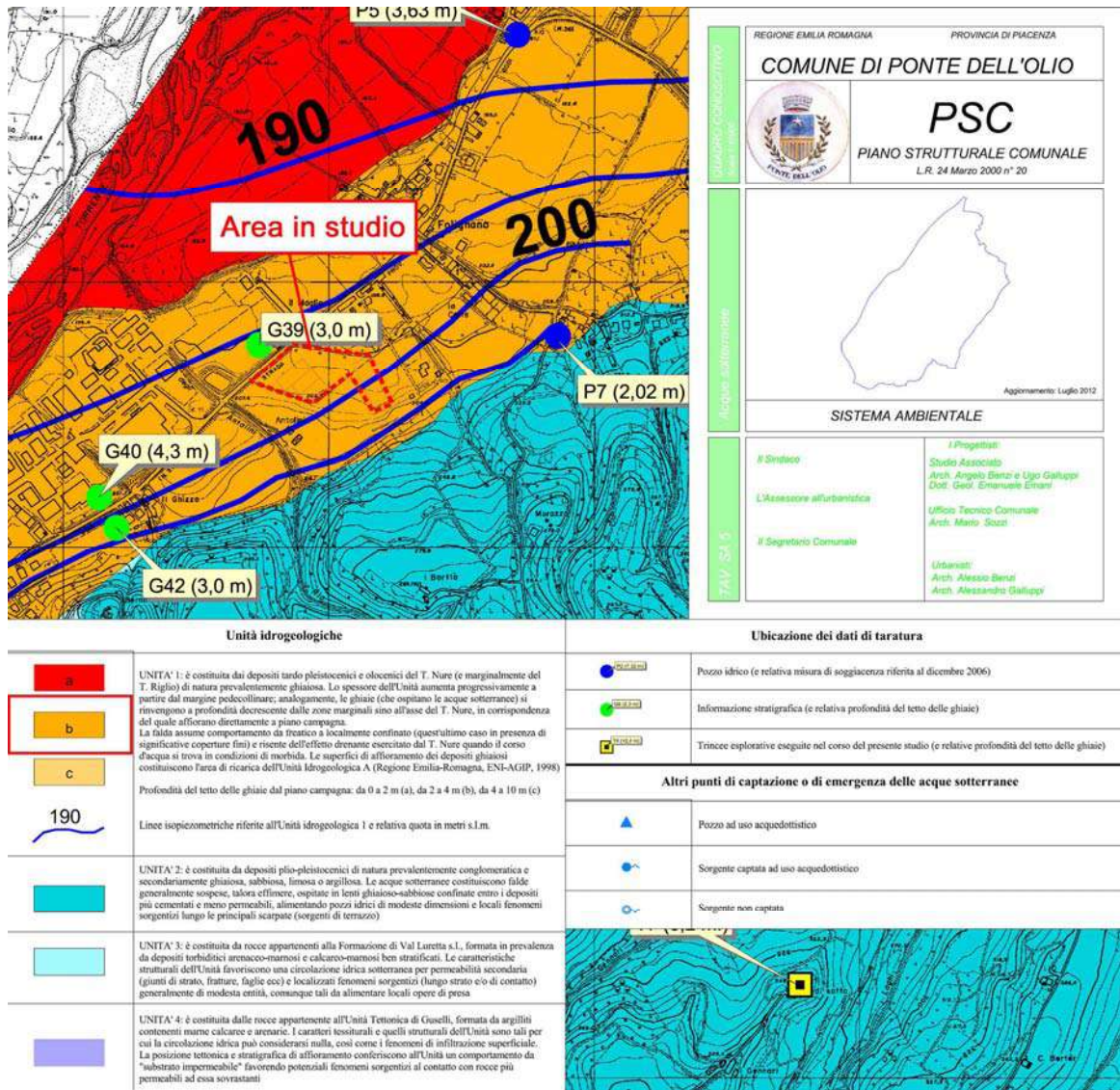
Idrografia e condizioni idrogeologiche

Come sopra segnalato, il versante che delimita a monte il ripiano terrazzato ove insiste l'area di intervento, è solcato da due linee di compluvio naturale rappresentate dal Rio degli Antolini a Sud-Ovest e dal Rio di Folignano alcune centinaia di metri più a Nord-Est: entrambi i rii sfociano nel Torrente Nure. Essi rappresentano la principale rete naturale per lo scolo delle acque superficiali e meteoriche convogliate verso il corso del T. Nure.

Sulla cartografia di **Tavola SA05 di seguito allegata**, all'interno dell'Unità 1, è stata distinta la quota di affioramento del tetto delle ghiaie, suddividendole per classi omogenee secondo intervalli di profondità (da 0 a 2 m, da 2 a 4 m, da 4 a 10 m).

L'Unità in questione costituisce il sistema acquifero tradizionale, interessato da un discreto numero di pozzi, alcuni dei quali utilizzati durante la campagna di misure piezometriche, eseguite per la redazione del PSC, atte a ricostruire la superficie di falda e le relative direzioni di flusso.

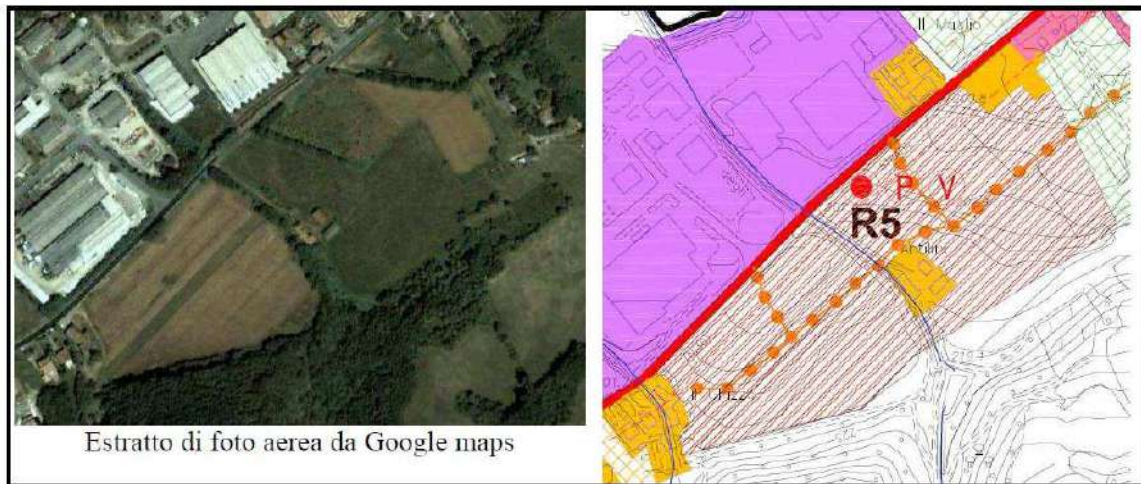
Dalla ricostruzione delle isopiezometriche si rilevano linee di flusso con direzione verso i quadranti settentrionali o nord-occidentali, evidenziando come il T. Nure costituisca l'asse di drenaggio di tutte le acque sotterranee a partire dal suo sbocco in pianura: emerge chiaramente come la circolazione idrica sotterranea sia più o meno direttamente collegata alla falda di subalveo del T.Nure solo per il basso terrazzo che si estende a nordovest di Folignano mentre, per la restante piana alluvionale (ove insiste l'area in esame), le acque sotterranee sembrano influenzate, più che dal livello del Nure, dalla rete idrica secondaria e dagli apporti idrici che avvengono per infiltrazione e/o percolazione dai territori a monte.



CONFORMITA' CON LA COMPONENTE GEOLOGICA DEL PSC

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

AREA DI ESPANSIONE – R5



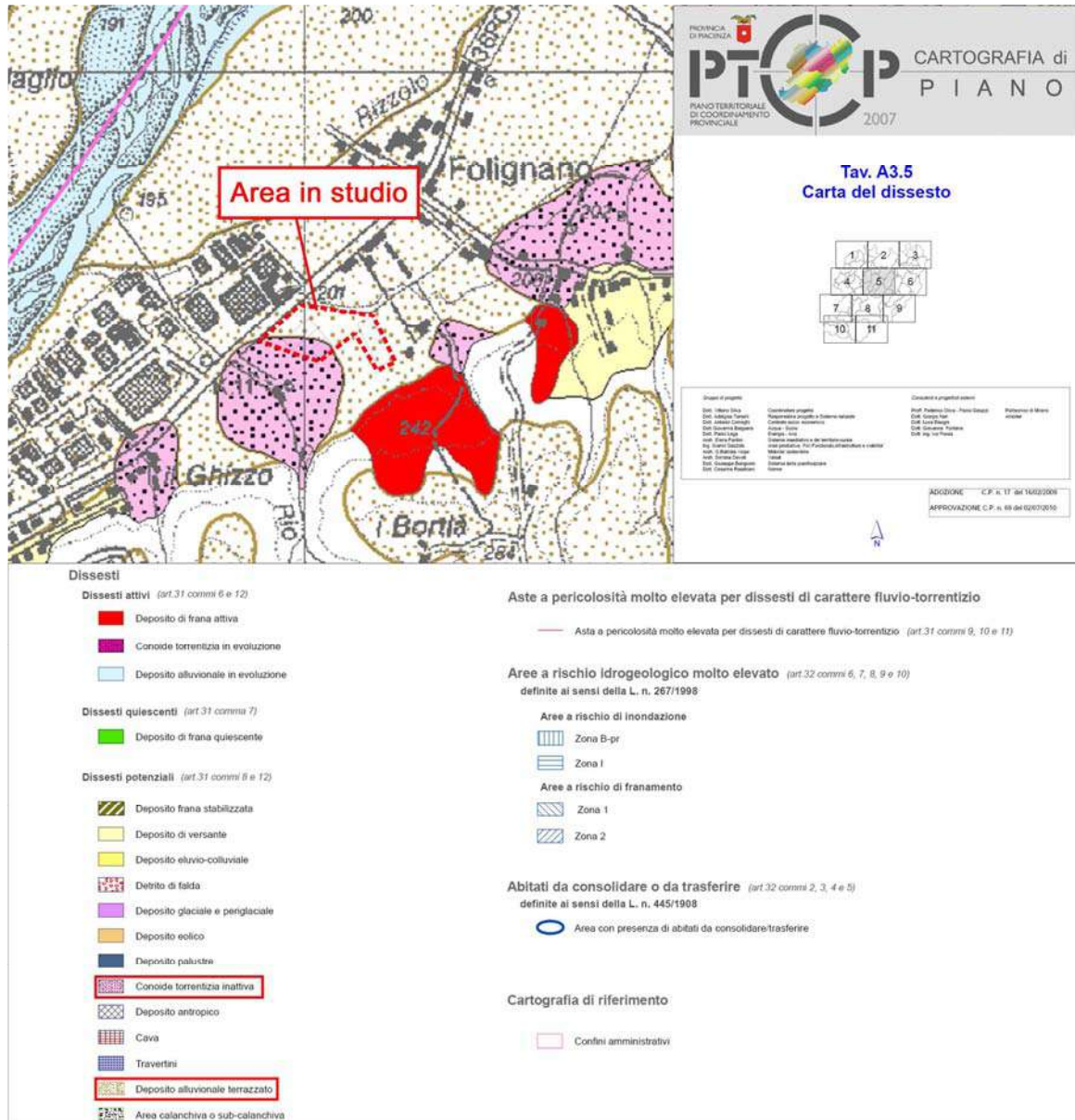
Scheda a corredo del PSC

L'Ambito R5 ricade sui terrazzi più elevati in destra Nure e in minima parte su depositi di conoide inattiva; L'ambito di espansione si presenta del tutto stabile con pendenze variabili assai contenute e non presenta particolarità morfologiche di nessun genere. Nell'area di intervento, l'unità litotecnica prevalente è la denominata "2" e la profondità del tetto delle ghiaie è prossima ai 4 metri: la soggiacenza media della falda è di circa 2-5 metri. Nell'indagine eseguita si osserva una copertura limoso-argillosa discontinua che cela un sottosuolo ghiaio-sabbioso e limoso stratificato potente fino a 9 metri, che a sua volta poggia su di un substrato flyschioide costituito da potenti bancate rocciose di calcare biancastro ben litificato attribuibili alla Formazione del Flysch di Val Luretta.

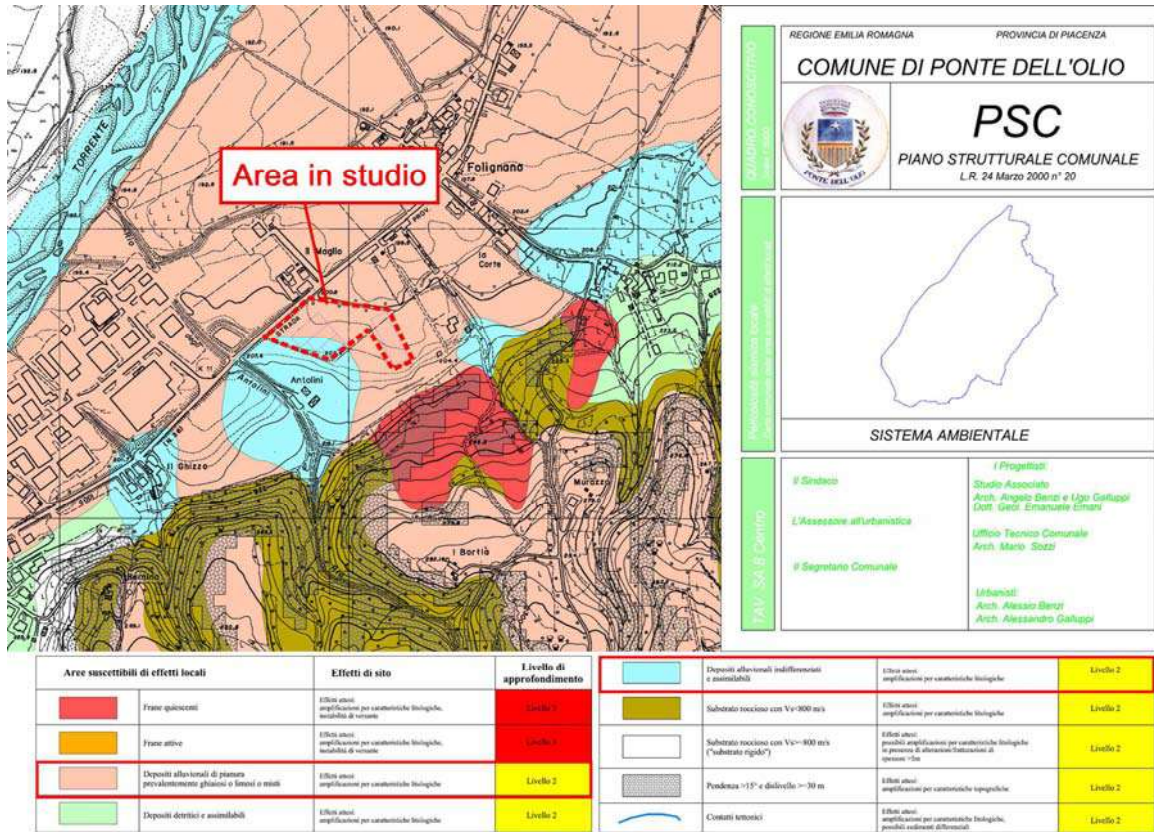
Nel complesso la "fattibilità" degli interventi in questa area, non presenta limitazioni, ma è subordinata alla realizzazione di specifici approfondimenti di carattere geologico-geotecnico ed idrogeologico da condurre in fase di progettazione esecutiva (nel rispetto delle vigenti Norme Tecniche delle Costruzioni).

Per quanto riguarda la pericolosità sismica locale, con riferimento alla TAVOLA PSC SA08 "Carta della pericolosità sismica locale" (in conformità con la omonima TAVOLA 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", dove gli eventuali effetti di sito sono solo quelli dovuti all'amplificazione litologica.



Stralcio TAV A3.5 "Carta del dissesto" a corredo del PTCIP



Stralcio TAV. SA08 "Carta della pericolosità sismica locale" a corredo del PSC

CONFORMITA' CON IL P.G.R.A.

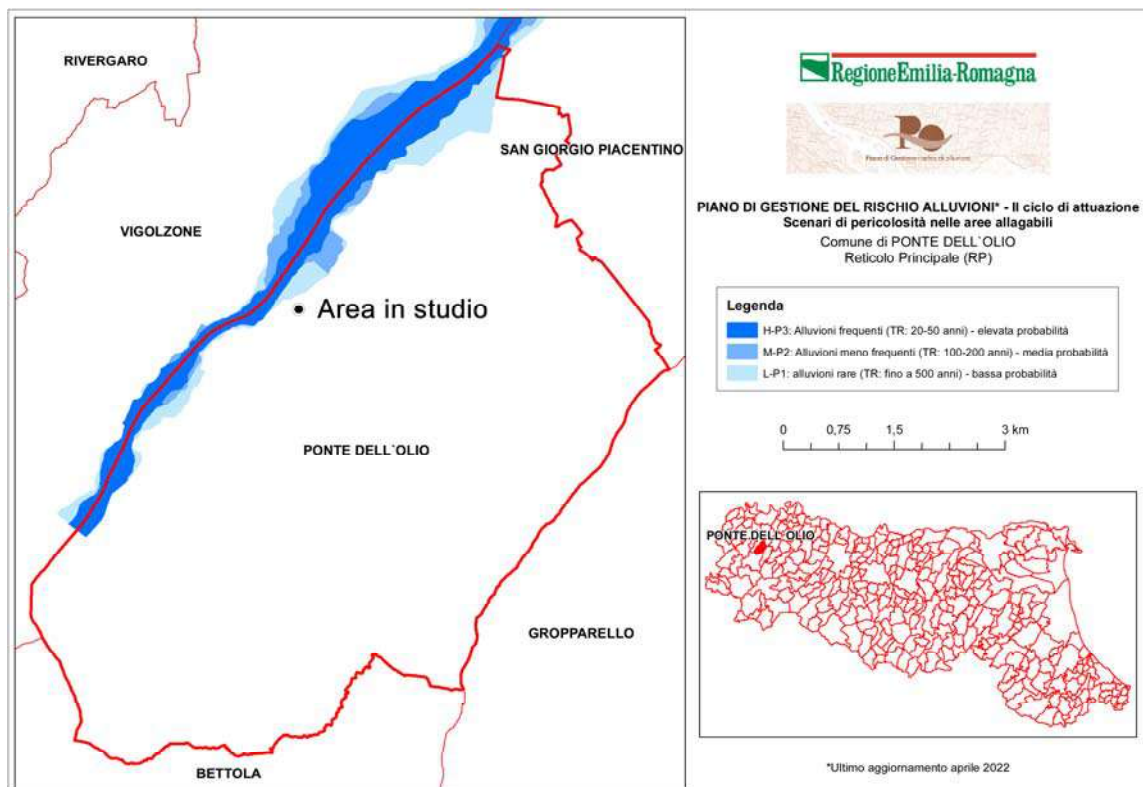
Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni è l'insieme di misure e strumenti che riguardano gli aspetti della gestione del rischio di alluvioni: ha come obiettivo la riduzione delle conseguenze negative delle inondazioni attraverso l'attuazione prioritaria di interventi non strutturali, di azioni per la riduzione della pericolosità e pratiche sostenibili.

E' predisposto dall'Autorità di Bacino distrettuale e dalle Regioni del Distretto Idrografico, in coordinamento tra loro e con il Dipartimento Nazionale di Protezione civile. Le Mappe della Pericolosità da Alluvione rappresentano l'estensione potenziale delle inondazioni causate dai corsi d'acqua (naturali ed artificiali) con riferimento a tre scenari:

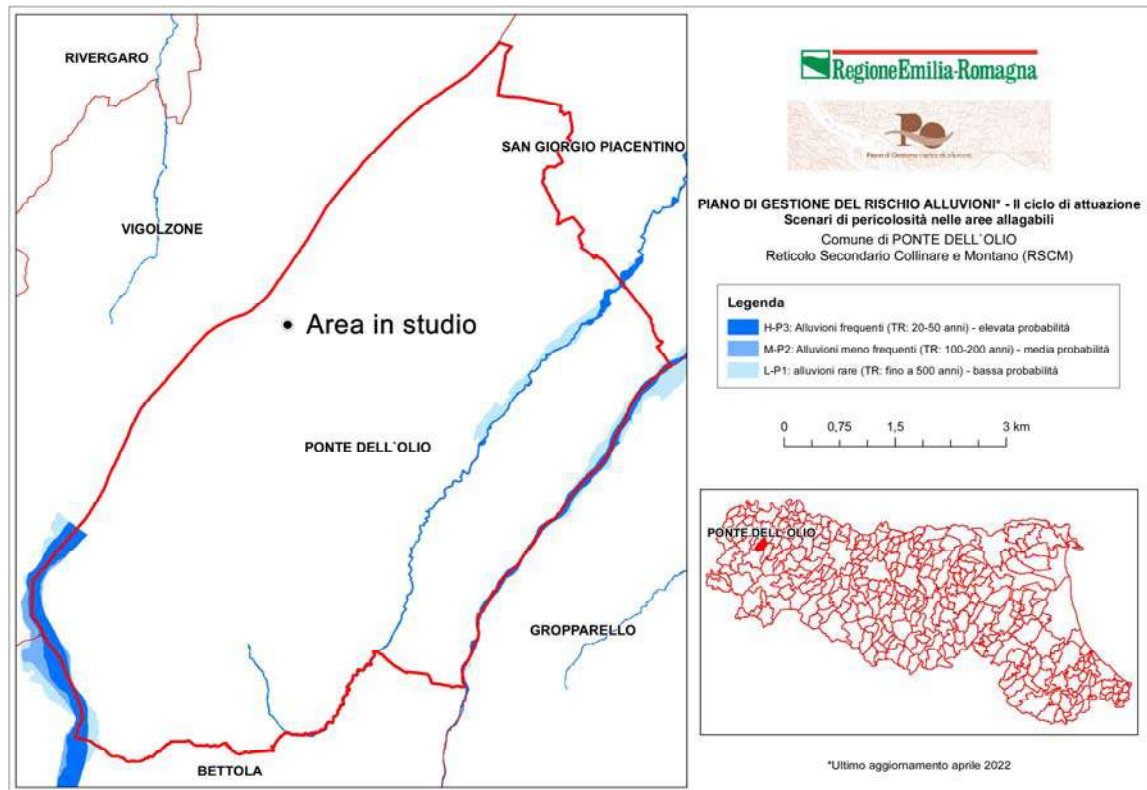
- scarsa probabilità di alluvioni (P1, pericolosità bassa);
- alluvioni poco frequenti (P2, pericolosità media);
- alluvioni frequenti (P3, pericolosità elevata).

Gli scenari sopra descritti sono rappresentati in carta con tre tonalità di blu', associando al diminuire della frequenza di allagamento il diminuire dell'intensità del colore.

Dalle mappe della "pericolosità" di seguito riportate emerge come l'area non sia alluvionabile e quindi non sia soggetta a particolari limitazione in merito alla sua edificabilità.



Stralcio Carta della pericolosità: l'area non risulta a rischio alluvione Reticolo Principale



Stralcio Carta della pericolosità: l'area non risulta a rischio alluvione Reticolo Secondario Collinare e Montano



Fasi dell'esecuzione della prova penetrometrica SCPT

INDAGINI GEOGNOSTICHE

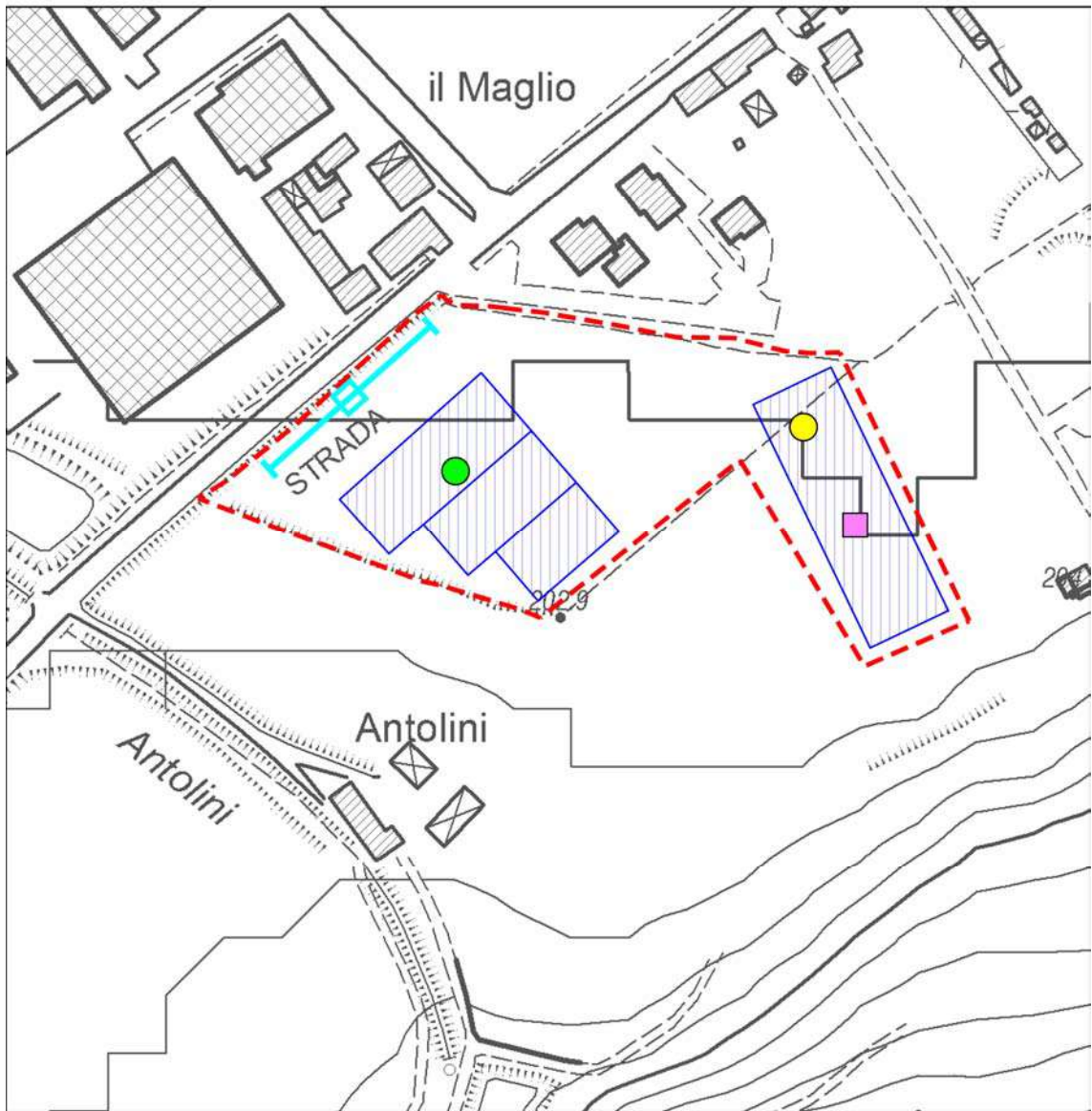
Al fine della caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica del sottosuolo, in conformità alle nuove "Norme Tecniche sulle Costruzioni" (NTC 2018), si sono eseguite n.2 prove penetrometriche, una di tipo statico (CPT) e una di tipo dinamico (SCPT), mentre per quanto riguarda la classificazione del suolo sismico (in base al D.G.R. 630/2019 e s.m.i. di cui ai D.G.R. n. 476 e 564 del 2021), e per accertare la velocità delle onde trasversali o di taglio entro i primi 30 m di profondità nonché per la determinazione della frequenza di risonanza fondamentale del terreno, si sono eseguite una prova MASW e una prova HVSR.,




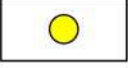

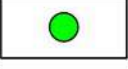
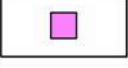

Fasi dell'esecuzione della prova penetrometrica CPT

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE

scala 1:2.500



LEGENDA:

- | | | | |
|---|------------------------|---|---------------------------|
|  | Area in studio |  | Prova penetrometrica CPT |
|  | Fabbricati in progetto |  | Prova penetrometrica SCPT |
| | |  | Indagine sismica HVSR |
| | |  | Indagine sismica MASW |



Prova penetrometrica statica CPT

La prova è stata condotta con penetrometro 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 $V=2$ cm/sec (± 0.5 cm/sec)

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

- diametro di base del cono: $\varnothing = 35.7$ mm
- area della punta conica: $A_p = 10$ cmq
- angolo apertura del cono: $\beta = 60^\circ$
- superficie laterale manicotto: $A_m = 150$ cmq
- lunghezza manicotto: $h = 133$ mm
- diametro del manicotto: $\varnothing = 35.7$ 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 ($v=2$ cm/s ± 0.5 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 sono rilevate ogni 20 cm le seguenti letture manometriche:

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

Risulta quindi:

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

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: $Pa = 1$ atm

$CQ = (Pa\sigma'_{vo})^n$ essendo σ'_{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:

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

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

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

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).

Risultanze

La prova ha evidenziato come, al di sotto di 1,4 metri di terreno aerato e alterato dagli apparati radicali, il primo sottosuolo fino a 3,8 metri di profondità, è costituito da argille-limose prevalenti caratterizzate da una resistenza $q_c = 37$ kg/cmq.

A 3,8 m di profondità, prendono inizio i depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi di elevata resistenza caratterizzati da valori di q_c generalmente > 100 kg/cmq; alla profondità di 6 metri dal p.c. la prova ha conseguito il rifiuto all'infissione ($q_c > 200$ kg/cmq). Entro il foro di prova si è rilevata presenza d'acqua a circa 3,8 m di profondità, in buon accordo con i dati piezometrici contenuti nel PSC.

Prova penetrometrica dinamica SCPT

La prova penetrometrica dinamica SCPT è stata eseguita mediante l'utilizzo di una attrezzatura tipo PAGANI DPSH RTG73-200 (il cui rendimento è pari al 73%); la prova SCPT consiste nell'infissione (senza l'uso di rivestimento) di una batteria di aste con punta fissa di dimensioni standard, rilevando il numero di colpi N necessario a conseguire ogni affondamento di 30 cm.

La prova ha evidenziato come i primi 3,3 metri sono costituiti da terreni prevalentemente limosi e argillosi, caratterizzati da mediocre consistenza ($N_{60} = 5$).

A 3,3 m di profondità è stato individuato il sottosuolo alluvionale ghiaioso e sabbioso che è stato attraversato fino a m 6,9 di profondità dove la prova ha conseguito il rifiuto all'infissione; dette litologie si sono rivelate molto compatte con valore medio di $N_{60}=31$. Il foro di prova ha confermato presenza d'acqua a 3,6 m di profondità.

Stendimento sismico con procedura MASW

Al fine di verificare l'effettiva natura del terreno di fondazione oltre la profondità raggiunta dalle prove penetrometriche, e per definire (in conformità alle NTC 2018) la velocità delle onde trasversali o di taglio entro i primi 30 m di profondità, come precedentemente segnalato, si è eseguito uno stendimento sismico multicanale con procedura MASW esteso per 48 metri parallelamente alla SP N.36 per Godi.

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

Come illustrato nella tabella riassuntiva allegata alla presente, il valore della V_s del primo sismostrato di 3,9 m di spessore, è caratterizzato da $V_s = 228$ m/s: vi corrisponde coltre limo-sabbiosa e limo-argillosa in buon accordo con gli spessori individuati dalle prove penetrometriche.

I sismostrati sottostanti presentano velocità V_s di valore più elevato e progressivamente crescente con la profondità, che raggiunge $V_s = 454$ m/s nel terzo sismostrato: trattasi di strati riferibili al sottosuolo ghiaioso entro cui le prove penetrometriche hanno conseguito il rifiuto all'infissione.

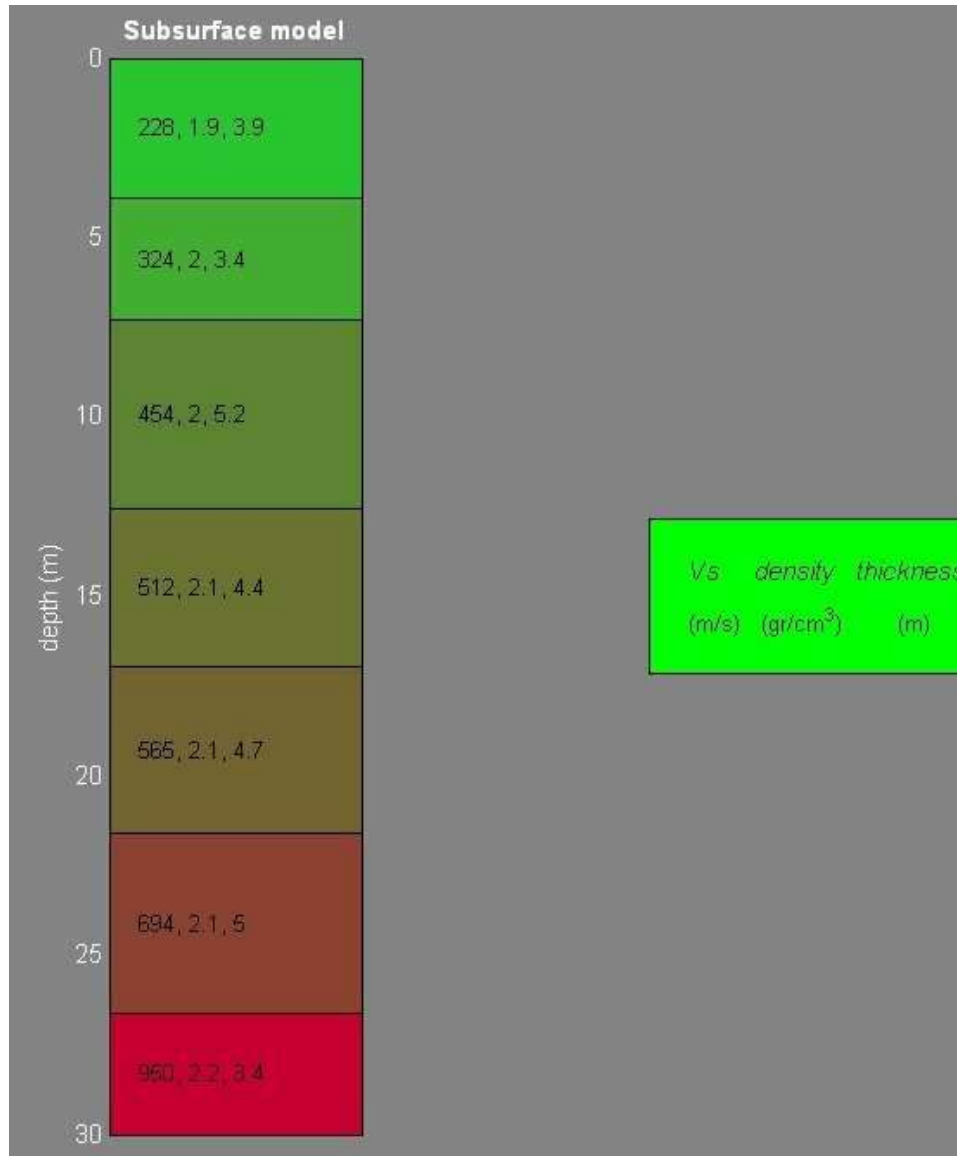
A 12,5 metri di profondità, con $V_s = 512$ m/s, prende inizio il substrato flyschioide ancorchè alterato, che intorno a 26,6 metri di profondità raggiunge il bedrock sismico con $V_s = 960$ m/s.

I valori di V_{s30} ² e della la velocità equivalente V_{sh} delle onde di taglio nello spessore del deposito di copertura³ (H=12,5 metri), sono risultati pari a:

- $V_{s30} = 449$ m/s.
- $V_{sh} = 320$ m/s

² ovvero della velocità equivalente delle onde di taglio per i primi 30 metri di profondità (in base al quale si definisce la categoria di sottosuolo ai fini delle azioni sismiche, in conformità alle NTC 2018)

³ o profondità del substrato rigido



Sismostratigrafia desunta dallo stendimento MASW

Indagine sismica passiva HVSR

Per la determinazione della frequenza caratteristica del sito è stata eseguita una prova sismica passiva a stazione singola; la tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera. Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali⁴ sia all'azione antropica⁵.

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



Tromografo in fase di misura

Le rilevazioni sismiche sono state confrontate ed "ancorate" ai valori di resistenza riferiti all'avanzamento della punta nella prova penetrometrica statica CPT, in modo tale da calibrare il profilo nei primi metri di suolo e poterne estrapolare le caratteristiche a profondità maggiori.

⁴ moto ondoso, perturbazioni atmosferiche ecc...

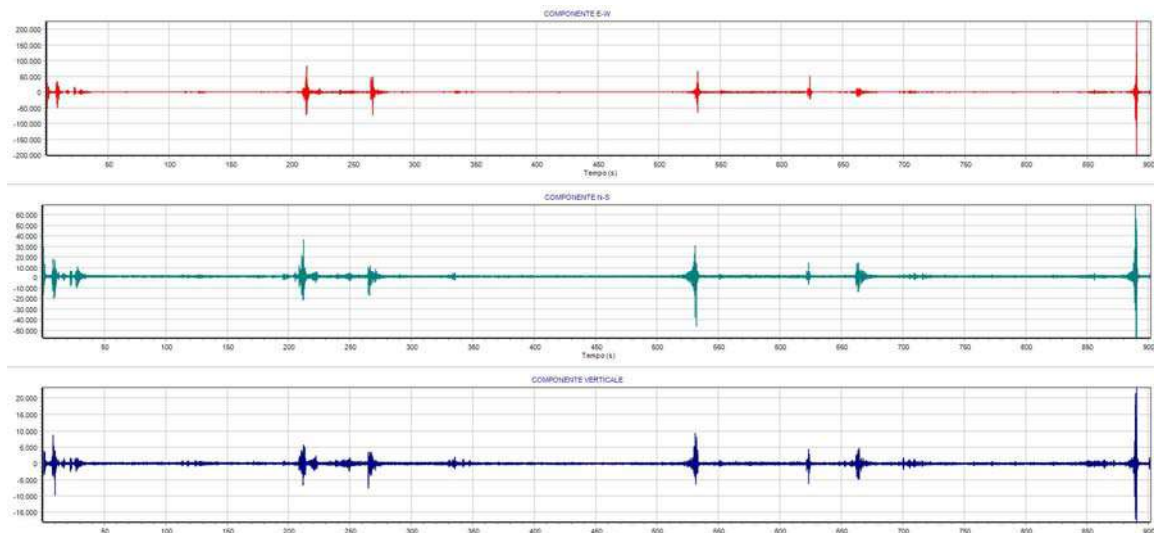
⁵ traffico veicolare, macchinari, ecc..

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

Di seguito si riportano i risultati della rilevazione sismica effettuata in corrispondenza della prova penetrometrica eseguita.

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

Analizzando il risultato della prova emerge come la frequenza di vibrazione principale del terreno, nell'intervallo di frequenze compreso fra 1 Hz e 10Hz, si collochi a 2.64 Hz.



Record sismici nelle tre componenti spaziali

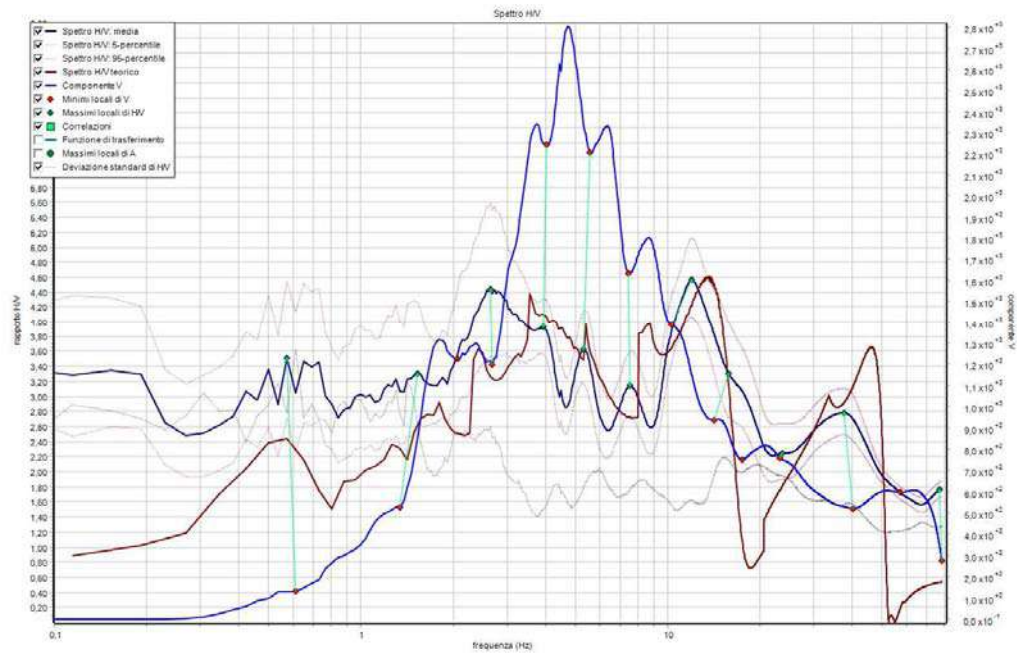
Frequenza (Hz)	Ampiezza	K_g
0.57	3.51	21.47
1.53	3.31	7.13
2.64	4.44	7.46
3.95	3.92	3.9
5.33	3.63	2.47
7.55	3.14	1.31
12.0	4.56	1.74
15.79	3.31	0.69
23.69	2.25	0.21
37.68	2.78	0.21

Parametri picchi stratigrafici da spettro H/V

L'indice di vulnerabilità del sito (K_g) viene calcolato facendo riferimento ai soli picchi stratigrafici dello spettro H/V posti a frequenze inferiori o prossime a 10 Hz, in quanto

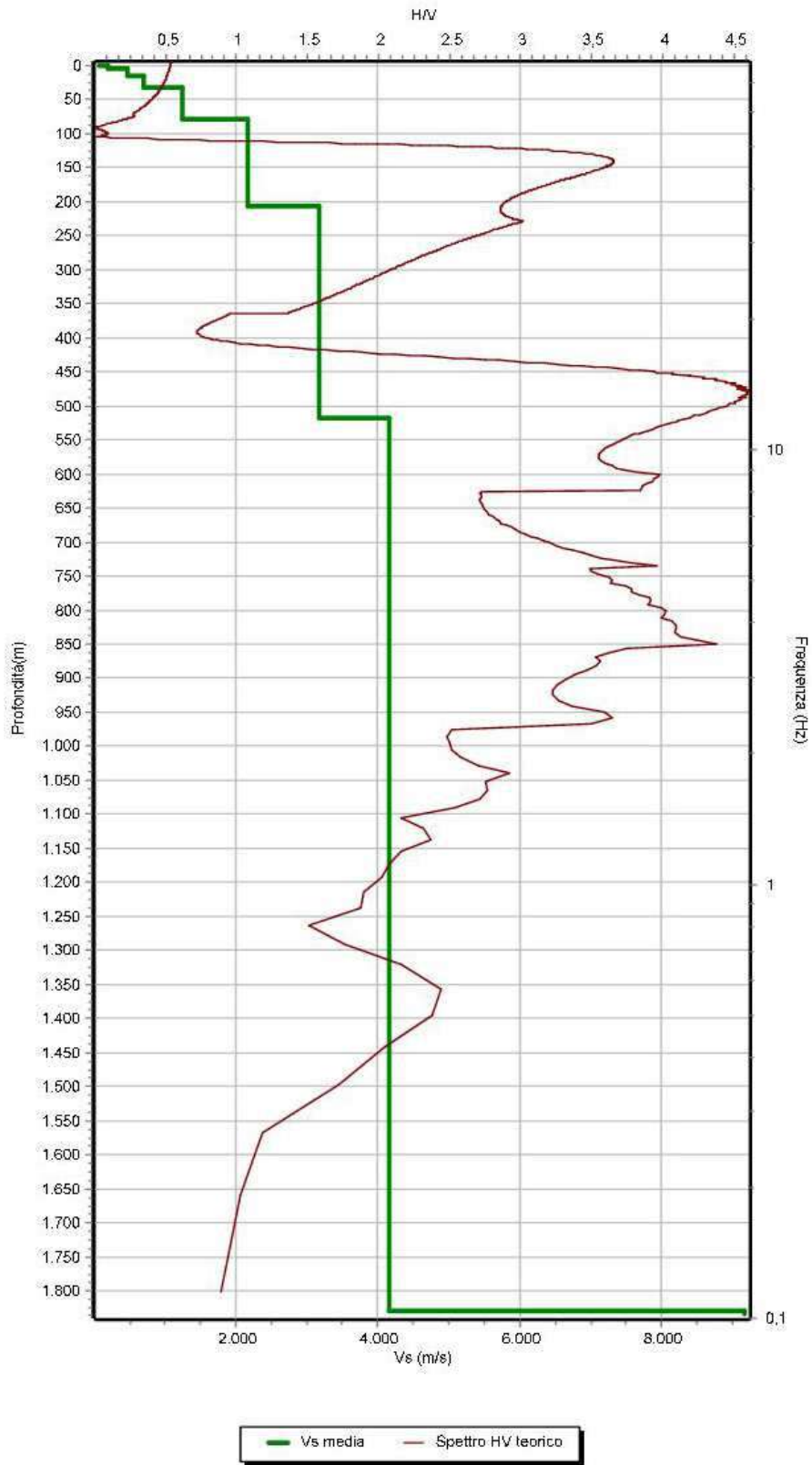
quelli presenti a frequenze superiori non sono significativi dal punto di vista della vulnerabilità sismica. Nel caso in esame il piccho H/V stratigrafico individuato ha fornito un valore massimo di Kg uguale a 21. Il sito può essere perciò classificato come a non trascurabile pericolosità sismica locale.

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



Confronto fra la curva H/V sperimentale e quella teorica

La prova di tipo sismico passivo eseguita, in buon accordo con le risultanze della prova MASW eseguita, ha riconfermato che la categoria di suolo sismico dell'area è la B ($V_{s30}=424.3$ m/s).



Classe sito: B - $V_{seq.}(m/s)= 424,3$

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

Parametri geotecnici desunti dalle prove CPT

I valori della resistenza di punta q_c e della resistenza laterale unitaria f_s e quelli dei parametri da essi derivati con le relazioni di ROBERTSON 2012 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 redatte per ciascuna 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 totale è stato stimato con la relazione (GREGG: "Guide to cone penetration testing" 2010):

$$\gamma = 0,27 \times \log(R_f) + 0,36 \times \log(q_c/P_a)$$

ove: $R_f = 100 \times f_s / q_c$ e P_a = pressione atmosferica alla quota di prova.

Tale parametro corrisponde al peso di volume naturale sopra falda ed a quello saturo in falda; il peso di volume in falda va calcolato con la relazione:

$$\gamma = \gamma_{sat} - u_o$$

essendo u_o la pressione idrostatica alla profondità considerata, mentre il peso di volume immerso vale invece:

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

Gli orizzonti sabbiosi e limo-sabbiosi (che in base a ROBERTSON, 2012 corrispondono ai terreni caratterizzati da $I_c < 2,6$) sono assimilabili a mezzi incoerenti od attritivi, quelli limo-argillosi a mezzi coesivi.

La densità relativa degli orizzonti incoerenti è stata valutata con la relazione empirica (GREGG, 2010):

$$D_r \% = 100 \times (Q_{tn}/350)^{0,5}$$

L'angolo d'attrito drenato di picco ϕ_p di tali terreni è stimato con la relazione (GREGG, 2010):

$$\phi_p = 17,6^\circ + 11 \times \log(Q_{tn})$$

mentre il loro angolo d'attrito drenato residuo (a volume costante) ϕ_{cv} , cui è opportuno riferirsi per il calcolo del carico limite di fondazioni dirette, è stato stimato in funzione di ϕ_p con la relazione (ROBERTSON 2012):

$$\phi_{cv} = \phi_p - 15,84 \times \log(Q_{tn}CS) + 26,88^\circ$$

Il modulo elastico dei terreni incoerenti è stato stimato con la relazione (ROBERTSON, 2012);

$$E' = 0,015 \times (q_c - \sigma_{vo}) \times 10^{(0,55 \times I_c + 0,68)}$$

Per quanto riguarda invece i terreni coesivi (cioè caratterizzati da $lc > 2,6$), la coesione non drenata c_u è stata valutata con la relazione (ROBERTSON, 2012):

$$c_u = (q_c - \sigma_{vo})/Nk$$

ove: $Nk = 10,5 + 7 \times \log(Fr)$ essendo σ_{vo} il carico geostatico totale.

L'angolo d'attrito drenato di picco ϕ_{clay} dei terreni coesivi è stato stimato con la relazione empirica (MAYNE, 2001):

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

ove:

OCR è il grado di sovraconsolidazione dei terreni coesivi calcolato con la relazione (CSSM in ROBERTSON, 2012):

$$OCR = 0,25 \times (Qt1)^{1,2}$$

La sensitività St degli orizzonti limo-argillosi (cui corrisponde il rapporto tra i valori iniziale e residuo della coesione non drenata), è stata stimata con la correlazione empirica (suggerita da GREGG, 2010):

$$St = 7/Fr$$

che nel caso in esame resta ben inferiore a 2; vi corrispondono (in base alla classificazione di DAS riportata in "Advanced soil mech.", ISE 1985) terreni di bassa sensitività.

Il modulo edometrico è stato stimato con la relazione:

$E_{ed} = \alpha M \times (q_c - \sigma_{vo})$ assumendo (cfr. ROBERTSON, 2012):

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

Il modulo di taglio a piccole deformazioni è calcolato con la relazione (ROBERTSON, 2012):

$$Go = 0,0188 \times (q_c - \sigma_{vo}) \times 10^{(0,55 \times lc + 1,68)}$$

Sempre in funzione di lc si è stimato il coeff. di permeabilità dei terreni indagati con le correlazioni empiriche (GREGG, 2010):

$$k \text{ (m/s)} = 10^{(0,952 - 3,04 \times lc)} \text{ se } 1 < lc < 3,27;$$

$$k \text{ (m/s)} = 10^{(-4,52 - 1,37 \times lc)} \text{ se } 3,27 < lc < 4$$

che risulta modesto non solo per le intercalazioni argillose, ma anche per quelli sabbiosi o limo-sabbiosi che sono evidentemente ricchi di frazione fine $< 0,074$ mm.

Infine, la velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio V_s è stata calcolata con la relazione empirica (pure suggerita da ROBERTSON, 2012):

$$V_s \text{ (m/s)} = [10^{(1,68 + 0,55 \times lc)} \times Qtn]^{0,5}$$

che fornisce valori scadenti intorno a 280 m/s negli strati superficiali, che ben concordano con quelli interpretati in base alla prova MASW.

Risultanze

Al di sotto della coltre di copertura superficiale limoso-sabbiosa di 1,4 m di spessore, caratterizzata da elevata ed eterogenea compressibilità, essendo di mediocri caratteristiche geotecniche (angolo di attrito residuo o a volume costante $\varphi_{cv} = 27^\circ$, modulo edometrico $E_{ed}=282\text{kg/cmq}$ e modulo elastico $E'=288\text{kg/cmq}$), il sottosuolo fino a 3,8 m di profondità è costituito da argilla-limosa a comportamento meccanico coesivo, la cui resistenza al taglio, sul breve termine, è data dalla coesione non drenata $c_u=1,95\text{kg/cmq}$. Per quanto concerne il lungo termine, l'angolo di attrito drenato $\varphi_{clay} = 25^\circ$: il modulo edometrico di tale litologia vale $E_{ed}= 511\text{kg/cmq}$.

Al di sotto prendono inizio i depositi ghiaio-sabbiosi di elevato addensamento; la resistenza al taglio di tali litologie, a comportamento meccanico incoerente, è governata dall'angolo di attrito, il cui valore residuo (o a volume costante) $\varphi_{cv}=30^\circ$ con modulo edometrico $E_{ed}=2328\text{kg/cmq}$ e modulo elastico $E' = 1436\text{kg/cmq}$.

Parametri geotecnici desunti dalla prova SCPT

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

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

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

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

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

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

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

essendo σ'_{vo} la pressione geostatica effettiva alla profondità di prova.

I valori N_{60} ed N' sono empiricamente correlabili ad alcune delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo indagato, tenendo conto che la granulometria ghiaiosa del sottosuolo alluvionale è ben evidente dai valori $N/30\text{ cm}$, mentre quella della sovrastante coltre terrosa e coesiva è stata interpretata anche sulla scorta di quanto emerso dalla prova CPT.

Il peso di volume secco γ_d dei singoli strati è stato approssimativamente dedotto dai valori N_{60} con le correlazioni suggerite da TERZAGHI e da GIROUD; il

corrispondente peso di volume immerso γ' e saturo γ_{sat} è stato quindi valutato con le relazioni:

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

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

Per la coltre superficiale limosa e/o limo-argillosa assimilabile ad un mezzo coesivo si sono calcolati i seguenti parametri:

- coesione non drenata: $c_u = 0,074 \times N_{60}$ in kg/cmq (da NAVFAC);
- modulo edometrico: $E_{ed} = 4,5 \times N_{60}$ in kg/cmq (da STROUD & BUTLER);
- grado di sovraconsolidazione: $OCR \approx [c_u / (\sigma'_{vo} \times 0,23)]^{1,25}$ (da LADD)

essendo:

$$\sigma'_{vo} = \gamma \times z = \text{carico geostatico efficace ove}$$

γ = peso di volume del materiale

z = profondità di prova.

Per il sottosuolo alluvionale ghiaioso e per gli strati limo-sabbiosi o sabbio-limosi della coltre superficiale si sono invece valutati i parametri di seguito descritti.

La densità relativa è stata calcolata con la relazione:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Nota G_o si è ricavato:

- il modulo elastico a piccole deformazioni: $E_o = 2,4 \times G_o$ (cfr. FHWA 2002);

- la velocità di propagazione delle onde trasversali: $V_s = [G_o / (\gamma \times g)]^{0,5}$.

I valori di N/30 cm, N60 ed N' nonché quelli dei parametri geotecnici ricavati con le correlazioni summenzionate, sono riportati nelle allegate schede, ove si sono altresì riportati i valori medi relativi ad ogni strato omogeneo individuato.

In particolare:

- il peso di volume γ_d della coltre superficiale risulta prossimo a 1,8 t/mc, mentre quello del sottostante sottosuolo alluvionale non è inferiore a 2,0 t/mc;
- i valori dell'angolo d'attrito residuo ϕ_r del più profondo sottosuolo ghiaioso a comportamento meccanico incoerente, oltre 3,3 m di profondità, non è inferiore ai 30°, con modulo elastico $E_o = 3955$ kg/cmq;
- i valori della coesione non drenata "cu" dell'orizzonte superficiale di copertura, a prevalente matrice argillosa a comportamento meccanico coesivo, risulta prossimo a 0,5 kg/cmq, mentre il suo angolo di attrito drenato, può essere stimato pari a $\phi_{clay} = 24^\circ$; il suo modulo edometrico $E_{ed} = 26$ kg/cmq mentre il modulo elastico $E_o = 1582$ kg/cmq.

E' doveroso però sottolineare che i parametri geotecnici da prove SCPT di intercalazioni o orizzonti coesivi sono sottostimati e per tali motivi, per gli orizzonti argillosi è bene riferirsi ai parametri desunti dalla prova CPT.

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 $F_s=R_2=1,8$: $E_s = (E/E_0) \times E_0 \approx 0,16 \times E_0$

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

Come illustrato nella tabella allegata, con tali correlazioni si sono calcolati i valori del modulo E_s per ciascuno dei sismostrati individuati dallo stendimento MASW sulla base dei corrispondenti valori di E_0 ; trascurando il primo, sismostrato costituiti dalla coltre limosa, più allentata, il valore di E_s nel sottostante sottosuolo più compatto, è compreso tra 88 MPa per R_2 e 110 MPa per R_3 ; più in profondità, nel sottosuolo marnoso oltre 3,9 m dal p.c., esso è invece compreso tra 178 MPa per R_2 e 223 MPa per R_3 , con valori crescenti con la profondità.

Noti i valori di E_s e del coeff. di Poisson "v" del terreno di fondazione, si può stimare il coeff. di Winkler alla base di una fondazione di larghezza B con la relazione:

$$K_b = E_s/[B \times (1-n^2)]$$

Analogamente ad E_0 , anche il modulo di taglio G_0 aumenta con la profondità e nella coltre superficiale resta inferiore a 100 MPa mentre nel sottosuolo prevalentemente marnoso cresce fino a valori di 664MPa per superare i 1000Mpa in quelli basali; in terreni sciolti, il modulo medesimo espresso in MPa può essere stimato anche in funzione del valore N60 che si ricaverebbe da prove S.P.T. in foro di sondaggio con la correlazione empirica:

$$G_0 = 15,56 \times (N60)^{0,68}$$

e con tale correlazione per il 1° e 2° sismostrato risulta $N60=19$ e 45 : tali valori sono in sostanziale accordo con quelli rilevati dalle prove penetrometriche.

Noto N60, si possono stimare la densità relativa e l'angolo d'attrito di picco del sottosuolo ghiaioso, assimilabile ad un mezzo incoerente, con le note correlazioni:

$$-D_r = (N160/60)^{0,5}$$

ove $N160=N60 \times 3/(2+\sigma'v_0)$ = valore normalizzato alla pressione atmosferica, essendo $\sigma'v_0$ la pressione geostatica effettiva alla profondità considerata espressa in KPa ;

$$- \phi'p = 20^\circ + (15,4 \times N160)^{0,5}$$

e da tali parametri con il criterio di BOLTON si può altresì calcolare il valor dell'angolo d'attrito drenato a volume costante $\phi'r = f(D_r, \sigma'v_0, \phi'p)$: come illustrato nella tabella allegata, per il 1° e 2° sismostrato indagato risulta $\phi'r$ compreso tra 28° e 33° .

In funzione di quest'ultimo parametro si può calcolare la corrispondente pressione unitaria limite PI che si misurerebbe in prove pressiometriche in foro; come illustrato in VIGGIANI: "Fondazioni" (Ed. Hevelius, 2000) essa vale:

- $PI \approx N'60/15$ in terreni limo-argillosi

- $PI \approx N'60/20$ in argille molto compatte od in rocce marnose

Come illustrato nella tabella allegata, con tali correlazioni si sono calcolati i valori di N'60 e PI dei sismostrati argillitico-marnosi costituenti il sottosuolo indagato, oltreché

(sulla scorta degli abachi riportati da VIGGIANI n op.cit.) i valori dell'adesione laterale unitaria limite "s", del carico unitario limite di base "qb" e del coeff. "Kp", utili a determinare il carico assiale limite di micropali tipo IGU.

Nel caso in esame risulta:

nella coltre superficiale da 0,00 a -3,9m:

1. $PI = f(N'60 \geq 15) = 1,02 \text{ MPa}$
2. $qp = Kp \times PI = 1,6 \times 1,02 = 1,63 \text{ MPa};$
3. $s = f(PI) = 0,10 \text{ MPa}$

nel sottosuolo ghiaioso e sabbioso, tra -3,9 e -7,3 m:

1. $PI = f(N60=46) = 2,29 \text{ MPa}$
2. $qp = Kp \times PI = 1,8 \times 2,29 = 1,82 \text{ MPa};$
3. $s = f(PI) = 0,21 \text{ MPa}$

nel sottosuolo ghiaioso, tra -7,3 e -12,5 m:

1. $PI = f(N60 > 100) = 6,50 \text{ MPa}$
2. $qp = Kp \times PI = 1,8 \times 6,50 = 11,69 \text{ MPa};$
3. $s = f(PI) = 0,42 \text{ MPa}$

nel substrato flyschioide marnoso e roccioso, oltre -12,9 m:

1. $PI = f(N60 > 100) = 8,00 \text{ MPa}$
2. $qp = Kp \times PI = 1,8 \times 8,00 = 14,40 \text{ MPa};$
3. $s = f(PI) = 0,50 \text{ MPa}$

Ambito di espansione produttivo R5 - comune di PONTE DELL'OLIO - Velocità Vs e moduli elastici del sottosuolo indagato dalla linea sismica MASW

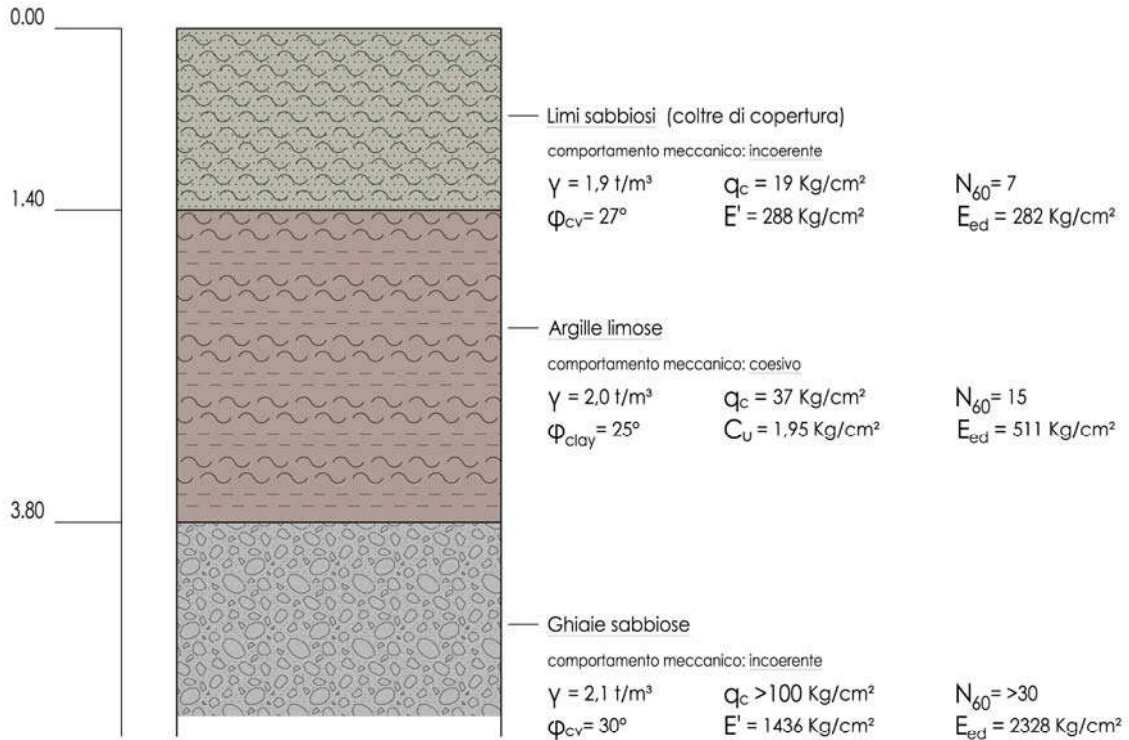
velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio: Vs
 modulo di taglio a piccole deformazioni: $G_0 = \rho \times (Vs)^2 = \gamma/g \times (Vs)^2$
 coeff. di Poisson: $\nu = f(Vs)$
 modulo di Young a piccole deformazioni: $E_0 = 2 \times G_0 \times (1+\nu)$
 modulo elastico equivalente: $E_s = E_0 \times [1 - (1/Fs)^{0,3}] \approx 0,16 \times E_0$ 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: σ'_{vo}
 $Vs1 = Vs \times (\rho/\sigma'_{vo})^{0,48} =$ velocità delle onde trasversali normalizzata alla pressione $P_0 = 100$ Kpa (per verifica liquefazione: cfr. NCEEER 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.

Spessore strati	Prof. strati	densità strati	Vs strati	Go strati	v strati	Eo strati	Es strati		Prof. H2O	c'vo media	Vs1 strati	Vp strati	litologia strati	N60 strati	M160 strati	Dr strati	φ _b strati	i _{lr} strati	φ _{sis} strati	PI strati	Kp strati	qp strati	s strati
							f(Fs=γR=1,8)	f(Fs=γR=2,3)															
3,9	0,0	1,88	228	98	0,36	265	42	53	≈4	3,67	293	485	-	15	19	-	-	-	-	1,02	1,6	1,63	0,10
3,4	3,9	1,96	324	205	0,34	552	88	110	≈4	8,96	333	666	ghiaia	46	47	75%	427	357	357	2,29	1,2	2,75	0,23
5,2	7,3	2,03	454	418	0,33	1115	178	223	≈4	13,27	423	906	ghiaia	130	60	77%	435	385	385	6,50	1,2	7,80	0,65
4,4	12,5	2,08	512	544	0,36	1480	237	296	≈4	18,33	440	1094	marna	160	60	78%	438	392	392	8,00	1,8	14,40	0,50
4,7	16,9	2,08	565	664	0,33	1764	282	353	≈4	23,24	458	1117	marna	160	60	79%	441	394	394	8,00	1,8	14,40	0,50
5,0	21,6	2,14	694	1033	0,35	2791	447	558	≈4	28,63	534	1450	marna	160	60	80%	443	395	395	8,00	1,8	14,40	0,50
3,4	26,6	2,20	950	1982	0,31	5175	828	1035	≈4	33,52	702	1795	roccia	135	60	80%	444	392	392	-	-	-	-
Vs copertura =																							
Vs30 =		449																					

MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Di seguito si riassumono i parametri caratteristici fisico/geotecnici del sottosuolo desunti dalle correlazioni utilizzate con riferimento alle prove CPT e SCPT.



Legenda

γ = peso di volume naturale sopra falda
 ϕ_{cv} = angolo di attrito drenato a volume costante
 ϕ_{clay} = angolo di attrito drenato di picco
 q_c = resistenza statica unitaria alla punta
 C_u = coesione non drenata
 E_{ed} = modulo edometrico
 E = modulo elastico
 N_{60} = resistenza normalizzata S.P.T.

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.

Risposta sismica locale (RSL)

La QC B08 "Carta di sintesi della *pericolosità sismica locale*" a corredo del PSC comunale evidenzia come l'area di intervento non presenti particolari controindicazioni di carattere geologico per la destinazione d'uso prevista in quanto caratterizzata da una morfologia e poco acclive in zona terrazzata di fondovalle, con copertura di spessore costante e limitata, non interessata da fenomeni di instabilità e con stratificazione sub-orizzontale, tale per cui, in accordo con la Tav. A4.5 "carta delle aree suscettibili di effetti sismici locali" del PTCP vigente, il modello geologico può essere assimilato ad un modello fisico monodimensionale.

L'area è ascritta a depositi di tipo "D" ovvero "*depositi detritici, depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o indifferenziati, substrato roccioso con $V_{s30} < 800$ m/s*": l'effetto sito è quindi dovuto alla sola amplificazione di tipo litologico.

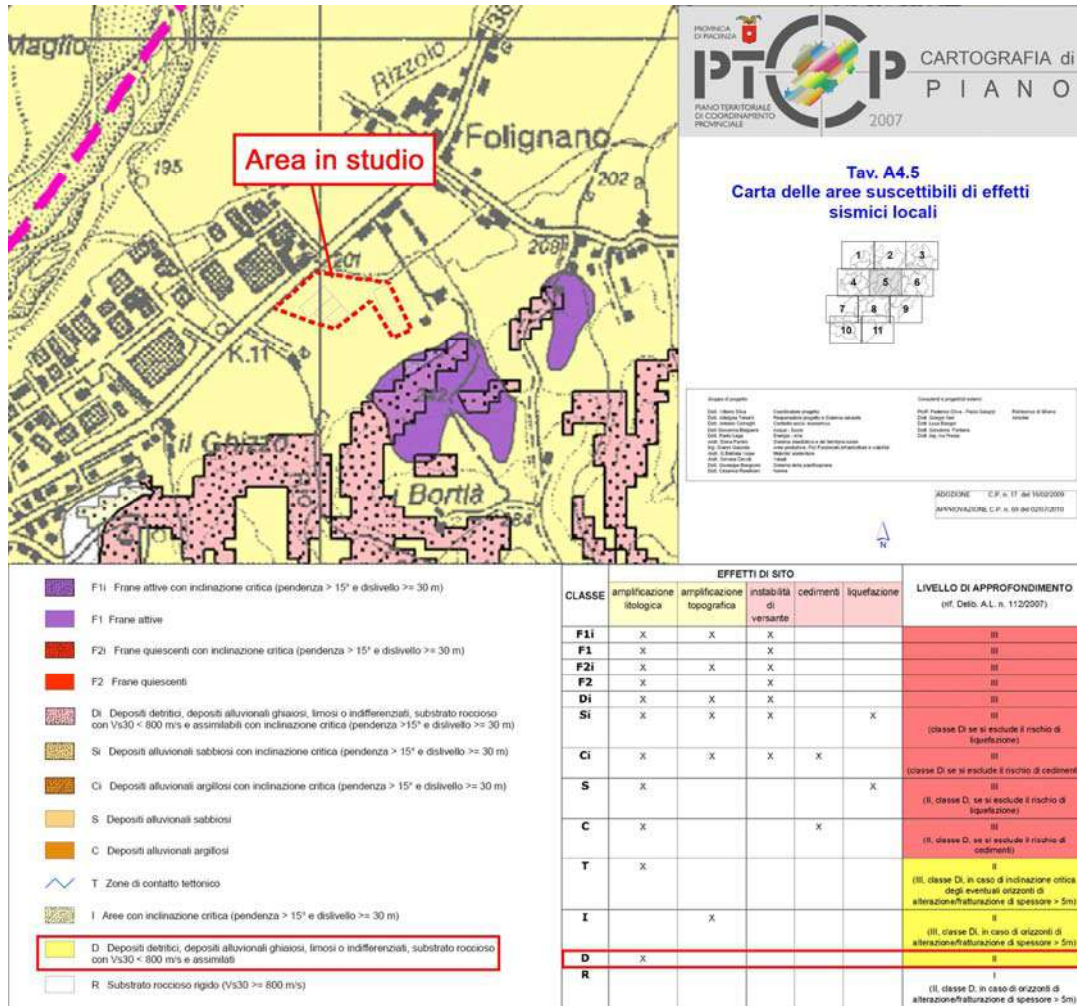
Per un tale scenario di pericolosità sismica locale è ritenuta sufficiente un'analisi semplificata (secondo livello di approfondimento), basata oltre che sui dati geologici e geomorfologici contenuti nel PSC e nel PTCP, su dati desunti da prove geofisiche e geotecniche in sito.

Tutto ciò premesso, in merito al valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo⁶ per l'area in esame, si è fatto riferimento a quanto contenuto nell'allegato A4 del D.G.R. 29 aprile 2019 N.630, 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:

$$a_{refg} = 0,107g \text{ (coordinate nodo: Longitudine E} = 9,6823^\circ; \text{ latitudine N} = 44,8742^\circ)$$

⁶ espressa in funzione dell'accelerazione di gravità g (a_{refg}), con il 10% di probabilità di superamento in 50 anni corrispondente al periodo di ritorno $T = 475$ anni



Stralcio TAV A4.5 a corredo del PTCP



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

Valutazione del Fattore di Amplificazione (FA)

Di seguito viene quindi illustrata l'"Analisi semplificata - Il 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 (VsH e Vs30) del deposito di copertura.

Le formule utilizzate sono di seguito riportate:

$$VsH = H / (hi / Vsi)$$

dove:

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

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

Vsi = velocità (in m/s) dello strato i-esimo (fino al *bedrock*)

$$Vs30 = 30 / (hi / Vsi)$$

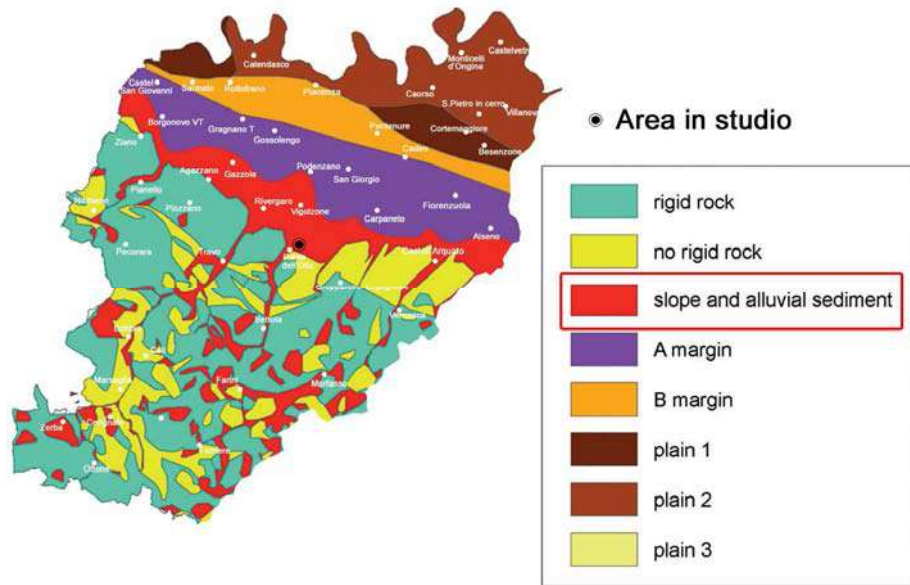
dove:

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 = 449 m/s e della Vsh = 320 m/s (dove h = 12,5 m).

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 prossimo al "margine appenninico-padano" dove le coperture detritiche continentali (formate dai depositi alluvionali terrazzati e/o di conoide), hanno spessori non superiori ai 50 metri: nel caso in esame le indagini sismiche hanno evidenziato uno spessore della copertura H = 12,5 metri, poggiante su substrato non rigido Vs < 800 m/s.



Stralcio fig. 12 tratto da "Maps for land management: from geology to seismic hazard" a cura di G. Naso, L. Martelli M. Baglione, F. Brammerini, s. Castenetto, V. D'Intinosante and G. Ercolessi (2019)

Per l'area in esame, nel caso di "margini di tipo A", si sono considerati i valori corrispondenti a V_{SH} per H=15m e V_s=300m/s: in tale situazione si ottengono i seguenti coefficienti di amplificazione:

- F.A. P.G.A. _ **1.8**
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE **SA1**: 0.1s ≤ T₀ ≤ 0.5s _ **1.9**
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE **SA2**: 0.4s ≤ T₀ ≤ 0,8s _ **2.0**
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE **SA3**: 0.7s ≤ T₀ ≤ 1,1s _ **1.9**
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE **SI1**: 0.1s ≤ T₀ ≤ 0,5s _ **1.9**
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE **SI2**: 0.5s ≤ T₀ ≤ 1,0s _ **2.0**

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

Tenuto quindi conto dell'accelerazione al suolo di riferimento (0,107 g) e del coefficiente di amplificazione definito con la microzonazione dell'area in oggetto (1,8), l'accelerazione alla sommità del deposito (superficie del suolo) risulta essere pari a:

$$a_{\max} = 0,107 \times 1,8 = 0,192g$$

Sollecitazioni sismiche in base alle NTC 2018

Il territorio comunale di Ponte dell'Olio, precedentemente non classificato, è stato ascrivito dall'Ordinanza P.C.M. n.3274 a zona sismica di tipo3.

I valori delle azioni sismiche sono riportati nelle NTC di cui al D.M.14/01/08 e sono stati ulteriormente precisati nell'aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" nel Decreto del 17 gennaio 2018 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, entrate in vigore dal 22/03/18.

Nella tabella allegata si sono riportati i valori (desunti dal foglio di calcolo "Spettri NTC-ver.1.0.3." del C.S.L.P. in funzione delle coordinate geografiche del sito in esame), 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) per tempi di ritorno T_r riferiti agli stati limite variabili da 30, 50, 475 e 975 anni, cui corrispondono probabilità di superamento ($P_{vr}\%$) rispettivamente 81%, 63%, 10%, 5% in 100 anni.

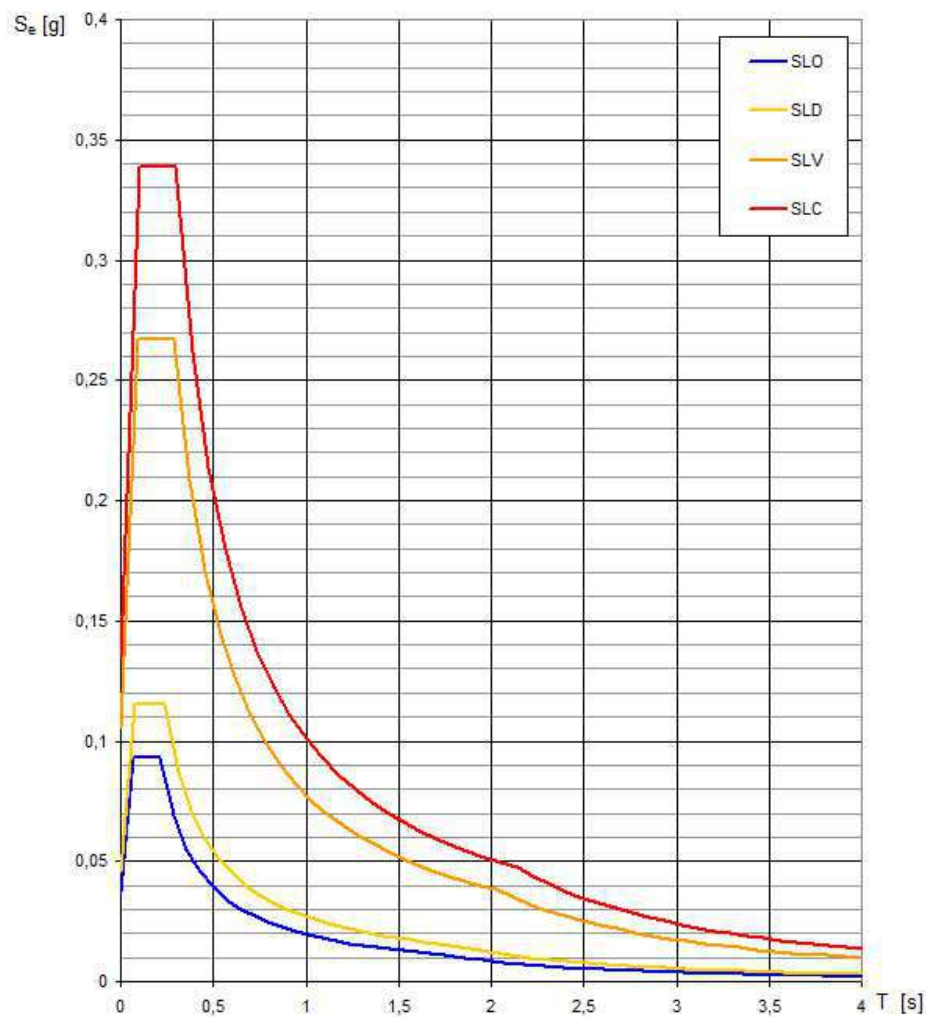
Foglio di calcolo "Spettri NTC-ver.1.0.3." del C.S.L.P. per individuazione pericolosità del sito

Foglio di calcolo "Spettri NTC-ver.1.0.3." del C.S.L.P. parametri utilizzati per il calcolo

In particolare, per $T_R=475$ anni risulta $a_g=0,106g$: per tale valore 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 ($CU=1,0$), di cui alla Tab.2.4.2. delle NTC 2018.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,037	2,525	0,211
SLD	50	0,046	2,511	0,235
SLV	475	0,106	2,529	0,291
SLC	975	0,135	2,508	0,299

I valori dei parametri sismici in riferimento agli stati limite



Spettri di risposta elastici per i vari tempi di ritorno considerati

Come riportato alla Tab.2.4.2. delle NTC 2018, per la classe II la vita di riferimento VR vale:

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

Da ricordare che le azioni sismiche desunte dal foglio di calcolo del C.S.L.P. sono valide per sito di riferimento rigido orizzontale; diversamente esse vanno incrementate in funzione della categoria topografica dell'area e della categoria del sottosuolo sotteso dalle opere in progetto.

Analisi di disaggregazione

Dalla pagina del sito dell'INGV (Istituto di Geofisica e Vulcanologia di Milano), sono stati inoltre desunti i parametri di disaggregazione del sito ovvero i valori di magnitudo-distanza con relativa probabilità di superamento del 10% in 50 anni⁷.

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.

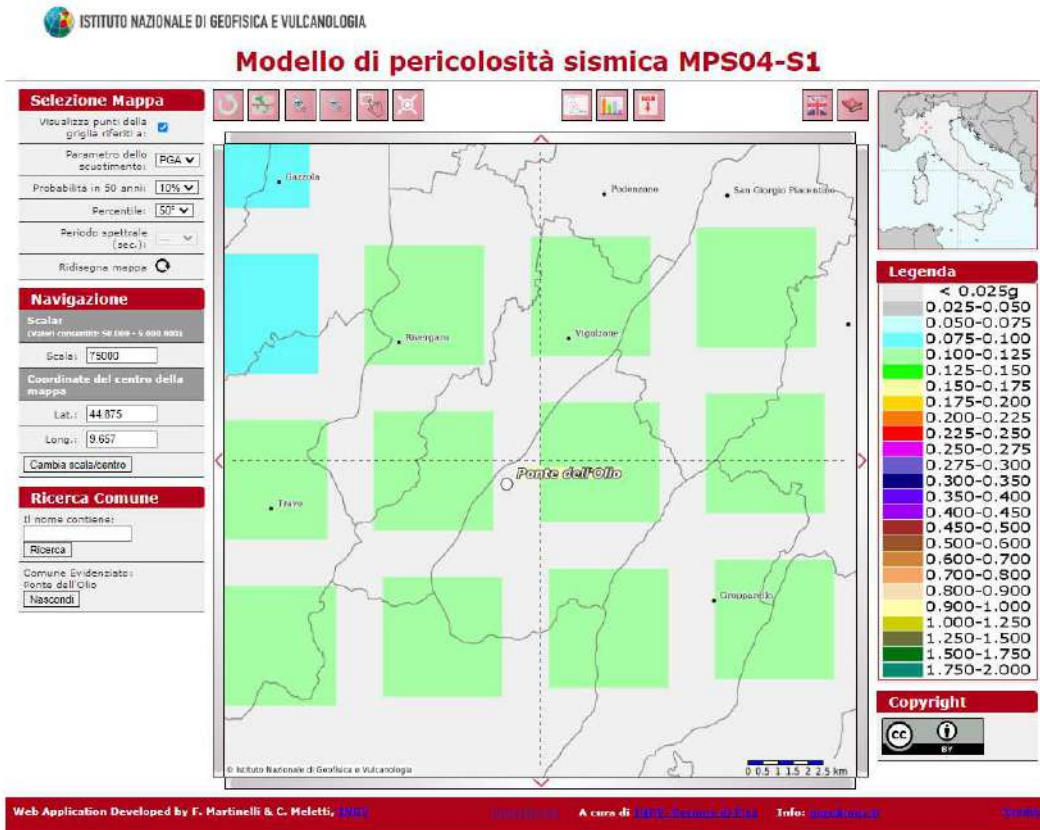
Tra i differenti metodi da utilizzare, si è optato per l'impiego delle mappe interattive di pericolosità sismica, presenti sul sito dell'*Istituto di Geofisica e Vulcanologia di Milano* (<http://esse1-gis.mi.ingv.it>); nelle figure successive vengono riprodotti i risultati del procedimento di disaggregazione 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 15,0 km.

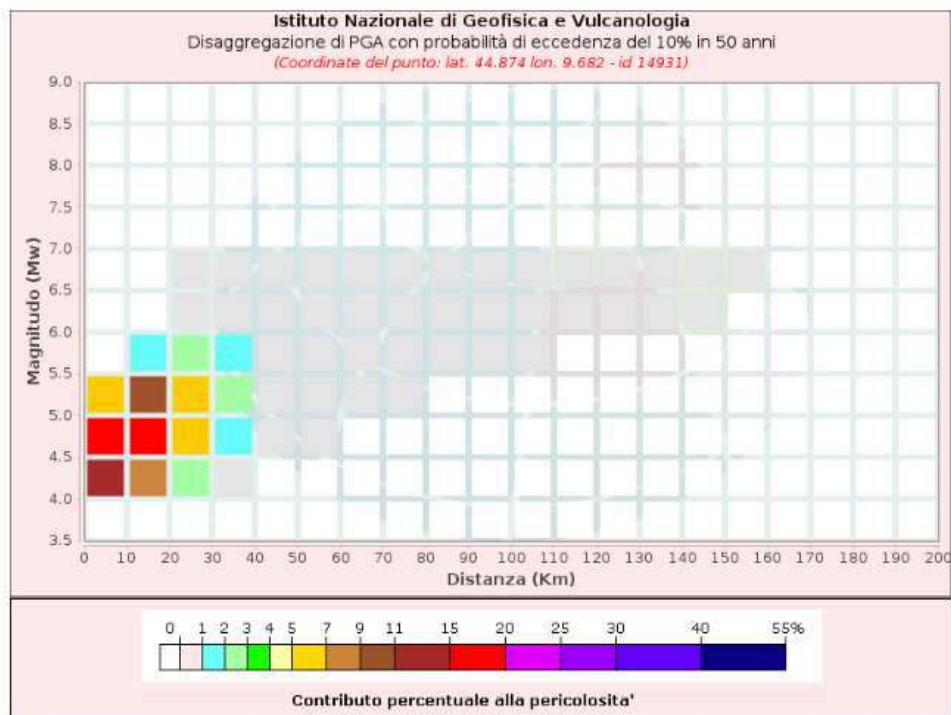
Si tratta pertanto di un'area contraddistinta da una sismicità medio-bassa, confermata anche dall'attribuzione del territorio comunale alla zona sismica 3.

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

⁷ in base ai dati di pericolosità sismica nazionale



Mappa pericolosità sismica tratta da Progetto DCP – INGV – S1



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

Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto: lat. 44.874 lon. 9.682 - id 14931)											
Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5- 4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0- 5.5	5.5- 6.0	6.0- 6.5	6.5- 7.0	7.0- 7.5	7.5- 8.0	8.0- 8.5	8.5- 9.0
0-10	0.0000	13.6000	18.7000	6.7600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	7.9800	16.0000	9.5500	1.8500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	2.1300	6.4500	5.8200	2.3800	0.2670	0.0388	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0739	1.1700	2.1200	1.4600	0.5600	0.0909	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0563	0.5830	0.6860	0.4400	0.0803	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0002	0.1030	0.2610	0.2030	0.0413	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0240	0.1180	0.1110	0.0247	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0033	0.0611	0.0788	0.0182	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0252	0.0514	0.0129	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0076	0.0303	0.0088	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0011	0.0166	0.0058	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0081	0.0037	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0037	0.0022	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0015	0.0013	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.87	15.0	1.02

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

Amplificazione topografica

Ciò premesso l'area in esame è situata su di una superficie subpianeggiante caratterizzata da una modesta acclività: in conformità alla Tab.3.2.IV delle NTC 2018 il sito va ascritto alla categoria topografica T1 cui corrisponde, ai sensi della Tab.3.2.VI delle NTC medesime, un coefficiente di amplificazione topografica:

$$St = 1,0$$

Categoria di sottosuolo e coeff. di amplificazione stratigrafica

Come segnalato in precedenza, sull'area indagata, le indagini hanno evidenziato terreni prevalentemente limo-argillosi superficiali e prevalentemente ghiaiosi in profondità, che a loro volta poggiano su basamento roccioso; le prove geofisiche (MASW + HVSR) hanno rilevato che la velocità di propagazione delle onde sismiche trasversali o di taglio nei primi 30 m di profondità su tali tipi di terreno, calcolata con l'eq.3.2.1. delle NTC 2018, vale Vs30= 449 m/s.

In tale situazione, il sottosuolo va ascritto alla categoria B definita al c.3.2.2. delle NTC 2018 da cui, in base alla Tab.3.2.V delle NTC medesime, si assume:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss:

$$1,00 \leq (1,4 - 0,40 \times F_o \times a_g/g) \leq 1,20$$

- coefficiente Cc:

$$1,10 \times (T_c^*)^{-0,2}$$

e nella tabella allegata sono riportati i relativi valori in funzione di Tr; in particolare, per

$$T_r=475 \text{ anni risulta } S_s = 1,20.$$

Di conseguenza, in conformità al comma 3.2.3.2. delle NTC 2018, il coeff. di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche vale quindi per $T_r=475$ anni ovvero per lo SLV:

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

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito secondo DM 17/01/18

L'accelerazione orizzontale massima al suolo sulla verticale del sito in esame per lo stato limite SLV e $P_{vr}=10\%$ è pari a:

$$a_{max} = a_g \times S = a_g \times S_s = 0,106 \times 1,2 = 0,127 \text{ g}$$

Rischio liquefazione

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:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di free-field) inferiori a 0.1g ($a < 1 \text{ m/sec}^2$);
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;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $N_{60} > 30$;
4. elevata presenza, nel fuso granulometrico, di terreni a componente fine (limi e argille) o di ghiaie.

Nel caso in esame, il rischio liquefazione del sottosuolo può essere escluso dal momento che la resistenza penetrometrica normalizzata di tali depositi risulta $N_{60} \geq 30$.

Inoltre il rischio di liquefazione del sottosuolo, può essere escluso dal momento che i depositi sulla verticale dell'area in esame sono caratterizzati da valori delle onde di taglio V_s1 (normalizzati alla pressione atmosferica: cfr. tabella allegata), non inferiori a 300 m/s; come è noto, in base a quanto riportato in "Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops" del 2001, il

fenomeno di liquefazione può verificarsi solo se V_s è inferiore ad un valore di soglia di 215 m/s.

Fattori di pericolosità geologica e rischio sismico

L'area in esame è stabile e pressoché sub pianeggiante,

L'area non è soggetta a rischio di esondazione per tracimazione di corsi d'acqua né, tanto meno, per sommersione per risalita dell'acqua di falda.

Nei riguardi del "rischio sismico", l'area in esame ricade nelle "aree che necessitano della sola analisi semplificata di II livello", in quanto l'area in esame ricade tra le aree appartenenti alla categoria "D" ovvero a quelle caratterizzate da "depositi detritici, depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o indifferenziati, substrato roccioso con $V_{s30} < 800$ m/s", dove l'effetto sito è dovuto alla sola amplificazione litologica (cfr. "Carta delle aree suscettibili di effetti sismici locali" Tav. PSC SA08 in conformità alla omonima Tav. A4.5 del PTCP).

L'accelerazione sismica orizzontale massima, sulla verticale del sito, tenendo conto dei coefficienti di amplificazione imposti dalle NTC medesime in merito alle condizioni stratigrafiche (categoria B) e topografiche (categoria T1) dell'area, per il summenzionato $T_r=475$ anni raggiunge il valore:

$$a_{\max} = ag \times S = 0,106 \text{ g} \times 1,2 = 0,127 \text{ g}$$

CONCLUSIONI

In base a tutto quanto emerso, lo studio eseguito ha evidenziato quanto segue:

- l'area in studio si presenta stabile, e pressoché sub pianeggiante,
- l'area non è soggetta a Vincolo idrogeologico ai sensi del R.D. 3267/1923 e R.D.1126/1926;
- la successione stratigrafica è rappresentata, da le indagini hanno evidenziato argille limose superficiali a cui seguono depositi ghiaiosi in profondità che, a loro volta, poggiano su basamento flyschioide;
- la falda freatica è stata rinvenuta nel corso delle indagini a circa 3.7m dal p.c.;
- l'area di intervento ricade in zona a bassa sismicità, zona 3, ed ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il suolo di fondazione rientra nella categoria B;
- l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito secondo la DGR n°630/2019 potrebbe raggiungere valori prossimi a 0,192g.
- l'accelerazione massima orizzontale al sito in base alle NTC 2018 potrebbe raggiungere valori prossimi a 0,127g.
- non sono stati individuati particolari effetti sismici di sito: è stato escluso il rischio di liquefacibilità dei suoli;
- la frequenza di vibrazione principale del terreno si colloca a 2.64 Hz.
- sarà opportuno garantire al piede del versante una corretta regimazione delle acque superficiali con la realizzazione di una adeguata rete di canalizzazioni che limitino lo scorrimento e l'erosione superficiale soprattutto durante eventi di pioggia intensi e di breve durata;
- sarà indispensabile una accurata progettazione dei sistemi di raccolta e smaltimento delle acque provenienti dai pluviali dei fabbricati e dalle strade di lottizzazione che dovranno essere idoneamente smaltite in recapiti autorizzati;
- il piano delle fondazioni 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 che, come noto, sono caratterizzati da non trascurabili effetti di "ritiro" e "rigonfiamento", assai dannosi per l'integrità dei manufatti;
- 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;

- eventuali fronti di scavo si dovessero generare durante i lavori, in virtù della modesta coesione non drenata dei terreni incassanti, questi dovranno per lo meno essere profilati con inclinazione non superiore al valore min dell'angolo d'attrito drenato di detti depositi o, in alternativa, vengano sostenuti con opere provvisoriale.
- dovrà essere prevista una corretta gestione dei cantieri al fine di evitare la percolazione nel sottosuolo di acque inquinate.
- in corso d'opera sarà opportuno verificare la rispondenza tra la caratterizzazione geotecnica emersa dalle indagini eseguite e la situazione reale che verrà riscontrata negli eventuali scavi che verranno eseguiti; nel caso emergessero condizioni dissimili da quanto riportato nella presente relazione, si consiglia di riesaminare la situazione geologica e geotecnica alla luce dei nuovi elementi che emergeranno;

Resta ferma l'esigenza, come prescritto nell'aggiornamento delle nuove "Norme Tecniche sulle Costruzioni" di cui al D.M. del 17 gennaio 2018, che ogni nuovo intervento edilizio dovrà essere corredato da specifica "*Relazione geologica-geotecnica e sismica*" che dovrà indirizzare la scelta della tipologia di fondazione anche in funzione dei carichi progettuali previsti e sulla relativa accettabilità dei prevedibili cedimenti indotti.

Seguendo diligentemente quanto riportato nella presente relazione l'area risulta idonea alla destinazione edificatoria richiesta.



PUA "ANTOLINI"
"Ambiti di insediamento Produttivo"
sito in località Antolini

**PROVA
PENETROMETRICA
CPT**

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: $\sigma'_{vo} = \gamma \times z - u_o$ a profondità z > livello di falda
 $Qt1 = (qt - \sigma_{vo}) / (\sigma'_{vo})$
 $Fr = fs / (qt - \sigma_{vo}) \times 100\%$
 $lc = (3,47 - \log Qt1)^2 + (1,22 + \log Fr)^2)^{0,5}$ (ROBERTSON, 2012)
 $Qtn = [(qt - \sigma_{vo}) / Pa] / (Pa / \sigma'_{vo})^n$ ove $n = 0,381 \times lc + 0,05 \times (\sigma'_{vo} / Pa) - 0,15 \leq 1,0$ (ROBERTSON, 2012)
 $Qtn\ CS = Kc \times Qtn$ ove $Kc = f(lc) =$ resistenza equivalente per sabbie pulite (ROBERTSON 1998, 2012)
 $N60 = qt / Pa / 10^{(1,1268 - 0,2817 \times lc)}$ = NSPT (ROBERTSON, 2012)

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

terreni coesivi = $lc > 2,6$ (ROBERTSON, 2012):
 coesione non drenata: $c_u = (qt - \sigma_{vo}) / Nk$ ove $Nk = 10,5 + 7 \times \log(Fr)$ (ROBERTSON, 2012)
 angolo d'attrito di picco: $\phi_p = \arcsin(2 \times c_u / (\sigma'_{vo} \times OCR^{0,8}))$ (rif. MAYNE 2001)
 sensibilità: $St = c_u / c_{u,r} = 7 / Fr$ ove $c_{u,r}$ = coesione non drenata residua (GREGG, 2010)
 grado di sovraconsolidazione: $OCR = 0,25 \times (Qt1)^{1,2}$ (CSSM in Robertson 2012)

tutti i terreni:
 modulo edometrico: $E_{ed} = \alpha M \times (qt - \sigma_{vo})$ ove:
 $\alpha M = 14$ se $lc > 2,2$, $Qtn > 14$; $\alpha M = Qtn$ se $lc > 2,2$, $Qtn < 14$; $\alpha M = 0,03 \times 10^{(0,55 \times lc + 1,68)}$ se $lc < 2,2$ (ROBERTSON, 2012)
 modulo di taglio a piccole deformazioni: $G_o = 0,0188 \times (qt - \sigma_{vo}) \times 10^{(0,55 \times lc + 1,68)}$ (ROBERTSON, 2012)
 coeff. di permeabilità: K (m/s) = $10^{(0,952 - 3,04 \times lc)}$ se $1 < lc < 3,27$; $K = 10^{(-4,52 - 1,37 \times lc)}$ se $3,27 < lc < 4$ (GREGG, 2010)
 velocità onde di taglio: V_s (m/s) = $(10^{(0,55 \times lc + 1,68)} \times Qtn)^{0,5}$ (ROBERTSON, 2012)

Classificazione di ROBERTSON

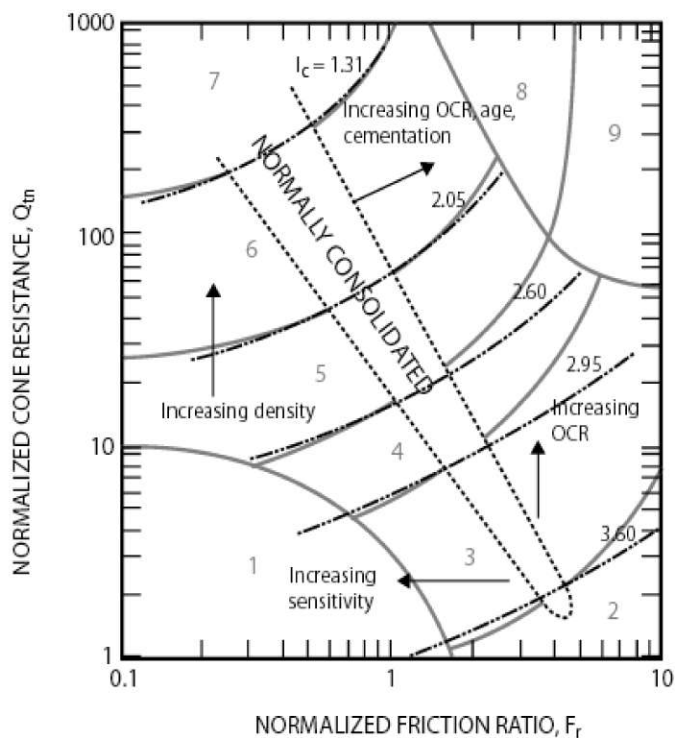
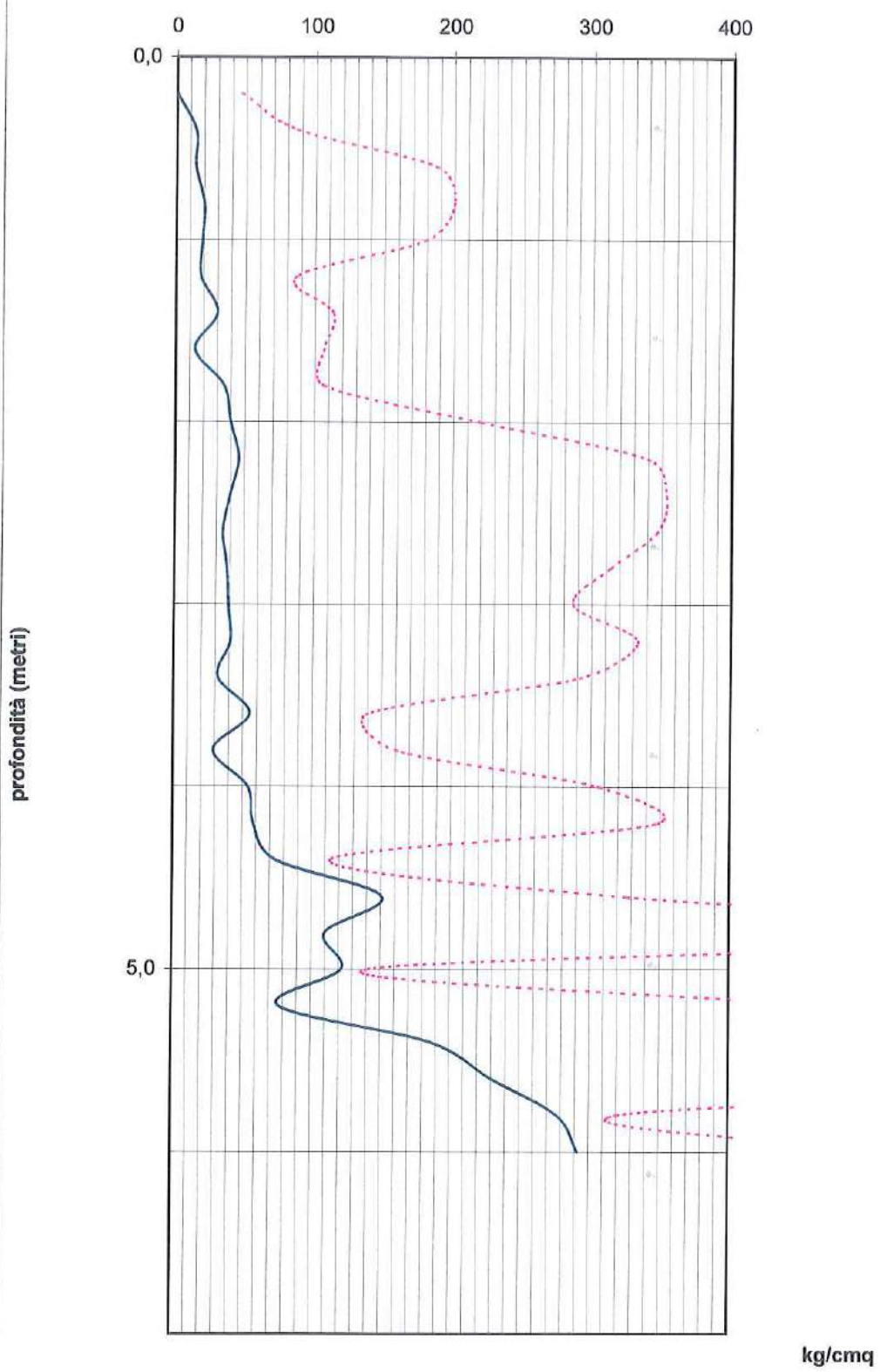
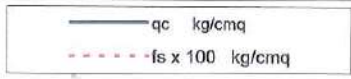


Fig. 1. SBT chart based on normalized CPT parameters (modified from Robertson 1990)

Prova CPT n.1



CPT n.1

profondità superficie piezometrica: metri >3,8

- parametri geotecnici locali -

profondità m	qc kg/cmq	fs kg/cmq	RF= 100xfs/qc	γ	uo t/mq	σv' kg/cmq	σvo kg/cmq	Qt1	Fr %	lc -	N60 colpi/30 cm	Classif di Robertson n.	descrizione	n	Qtn	Kc	QtnCS	Dr %	φp °	φcv °	Nk -	cu kg/cmq	φ clay °	St cu/cu r	OCR	αM	Eed kg/cmq	Go kg/cmq	E' kg/cmq	K m/s	Vs m/s		
0.20	0	0.47			0,00	0,00	0,00																										
0.40	14	0.87	6,2	1,9	0,00	0,02	0,02	751	6,2	2,1	4,1	9	terre cementate o n.d.	0,65	186	1,5	271	73	43	≈30,9						20	286	179	143		≈3,7E-06	98	
0.60	14	1.87	13,3	2,0	0,00	0,06	0,06	246	13,4	2,6	5,6	9	terre cementate o n.d.	0,84	154	4,9	747	66	42	≈23,0					14	195	331	264		≈1,3E-07	133		
0.80	20	2.00	10,0	2,0	0,00	0,10	0,10	207	10,0	2,5	7,6	9	terre cementate o n.d.	0,81	132	2,9	380	62	41	≈27,0					14	279	427	340		≈2,2E-07	151		
1.00	19	1.80	9,5	2,0	0,00	0,14	0,14	139	9,5	2,6	7,5	9	terre cementate o n.d.	0,84	100	4,4	442	54	40	≈24,6					14	264	439	350		≈1,4E-07	153		
1.20	18	0.87	4,8	1,9	0,00	0,17	0,17	103	4,9	2,4	6,4	5	limi sabbiosi	0,77	69	2,3	160	44	38	≈29,8					14	250	335	268		≈4,5E-07	134		
1.40	30	1.13	3,8	1,9	0,00	0,21	0,21	141	3,8	2,2	9,5	9	terre cementate o n.d.	0,71	90	1,8	158	51	39	≈31,2					14	417	453	362		≈1,5E-06	155		
1.60	14	1.07	7,6	1,9	0,00	0,25	0,25	55	7,8	2,7	6,1	4	argille limose	0,90	48	4,2	202				16,7	0,82	≈25	0,9	31	14	193	392			≈4,6E-06	144	
1.80	35	1.07	3,0	1,9	0,00	0,29	0,29	121	3,1	2,2	10,9	5	limi sabbiosi	0,70	83	1,7	139	49	39	≈31,7					14	466	507	405		≈1,8E-06	164		
2.00	40	2.20	5,5	2,0	0,00	0,33	0,33	121	5,5	2,4	14,2	9	terre cementate o n.d.	0,78	95	2,3	221	52	39	≈29,1					14	555	750	598		≈4,4E-07	200		
2.20	46	3.40	7,4	2,1	0,00	0,37	0,37	124	7,5	2,5	17,4	9	terre cementate o n.d.	0,82	104	2,9	300	54	40	≈27,4					14	639	979	781		≈2,2E-07	228		
2.40	40	3.53	8,8	2,1	0,00	0,41	0,41	97	8,9	2,6	16,4	9	terre cementate o n.d.	0,87	86	6,5	565				17,2	2,31	≈25	0,8	60	14	554	896			≈9,1E-08	230	
2.60	35	3.47	9,9	2,1	0,00	0,45	0,45	77	10,0	2,7	15,3	9	terre cementate o n.d.	0,91	71	4,2	301				17,5	1,97	≈24	0,7	46	14	484	986			≈4,5E-08	229	
2.80	38	3.13	8,2	2,1	0,00	0,49	0,49	76	8,4	2,7	16,0	9	terre cementate o n.d.	0,89	71	8,2	581				17,0	2,21	≈25	0,8	45	14	525	988			≈7,0E-08	229	
3.00	39	2.87	7,4	2,0	0,00	0,53	0,53	72	7,5	2,6	16,2	9	terre cementate o n.d.	0,88	67	7,0	471				16,6	2,32	≈26	0,9	42	14	539	981			≈8,4E-08	228	
3.20	41	3.33	8,1	2,1	0,00	0,57	0,57	70	8,2	2,7	17,4	9	terre cementate o n.d.	0,90	67	9,1	608				16,9	2,39	≈25	0,8	41	14	566	1087			≈6,3E-08	240	
3.40	32	2.93	9,2	2,0	0,00	0,61	0,61	51	9,3	2,8	14,8	4	argille limose	0,95	50	4,9	243				17,3	1,81	≈24	0,7	28	14	439	893			≈2,5E-08	230	
3.60	55	1.40	2,5	2,0	0,00	0,65	0,65	83	2,6	2,3	17,7	5	limi sabbiosi	0,74	74	1,8	134	46	38	≈31,4					14	761	846	675		≈1,3E-06	212		
3.80	29	1.60	5,5	2,0	0,00	0,69	0,69	41	5,7	2,7	12,6	4	argille limose	0,92	40	4,1	161				15,8	1,80	≈27	1,2	21	14	396	789			≈5,1E-08	205	
4.00	54	3.07	5,7	2,1	0,02	0,71	0,73	75	5,8	2,5	21,0	5	limi sabbiosi	0,86	71	3,8	267	45	38	≈26,4					14	746	1202	959		≈1,6E-07	253		
4.20	58	3.47	6,0	2,1	0,04	0,74	0,78	78	6,1	2,6	22,6	5	limi sabbiosi	0,86	74	3,9	291	46	38	≈26,0					14	801	1301	1038		≈1,6E-07	263		
4.40	74	1.13	1,5	2,0	0,06	0,76	0,82	97	1,5	2,0	20,9	6	sabbie	0,87	88	1,4	121	50	39	≈32,9					19	1404	880	702		≈5,4E-06	216		
4.60	151	3.27	2,2	2,1	0,08	0,78	0,86	193	2,2	2,0	40,1	6	sabbie	0,83	176	1,2	220	71	42	≈32,1					17	2569	1610	1284		≈1,0E-05	293		
4.80	110	7.20	6,5	2,2	0,10	0,80	0,90	136	6,6	2,4	39,9	9	terre cementate o n.d.	0,82	131	2,5	324	61	41	≈28,0					14	1527	2152	1717		≈3,5E-07	338		
5.00	122	1.40	1,1	2,0	0,12	0,82	0,94	147	1,2	1,8	29,8	6	sabbie	0,89	136	1,1	153	62	41	≈33,3					15	1760	1103	880		≈2,5E-05	242		
5.20	77	4.87	6,3	2,1	0,14	0,84	0,98	90	6,4	2,5	29,7	9	terre cementate o n.d.	0,88	88	3,4	301	50	39	≈26,6					14	1064	1685	1345		≈1,8E-07	299		
5.40	186	8.27	4,4	2,2	0,16	0,87	1,03	213	4,5	2,2	57,5	9	terre cementate o n.d.	0,73	205	1,6	337	77	43	≈29,9					23	4257	2668	2129		≈2,0E-06	377		
5.60	230	8.07	3,5	2,2	0,18	0,89	1,07	257	3,5	2,1	65,4	9	terre cementate o n.d.	0,68	248	1,4	344	84	44	≈30,6					20	4469	2801	2235		≈4,9E-06	386		
5.80	277	3.20	1,2	2,1	0,20	0,92	1,12	301	1,2	1,6	89,2	6	sabbie	0,51	289	1,0	289	91	45	≈32,6					11	3091	1937	1545		≈1,0E-04	321		
6.00	292	5.20	1,8	2,2	0,22	0,94	1,16	310	1,8	1,8	88,6	6	sabbie	0,57	302	1,1	327	93	45	≈31,9					13	3919	2456	1959		≈3,8E-05	361		

PROVA CPT **π.1**

profondità superficie piezometrica: metri **>3,8**

- parametri geotecnici medi -

profondità da m	qc kg/cm ²	fs kg/cm ²	Ic	granulometria (cfr. ROBERTSON 1990)	comportamento prevalente	spessore m	qc kg/cm ²	fs kg/cm ²	N60 colpi/30 cm	Dr %	φp °	φcv °	cu kg/cm ²	φ clay °	St	OCR cu/cu r	Eed kg/cm ²	Go kg/cm ²	E' kg/cm ²	k m/s	Vs m/s
0.2	0.47	0.47	-																		
0.4	14	0.87	2.1	terre cementate o n.d.																	
0.6	14	1.87	2.6	terre cementate o n.d.																	
0.8	20	2.00	2.5	terre cementate o n.d.																	
1.0	19	1.80	2.6	terre cementate o n.d.																	
1.2	18	0.87	2.4	limi sabbiosi																	
1.4	30	1.13	2.2	terre cementate o n.d.	incoerente	1,2	19	1,28	7	58	40	27,7				282	361	288	≈1,0E-06	137	
1.6	14	1.07	2.7	argille limose																	
1.8	35	1.07	2.2	limi sabbiosi																	
2.0	40	2.20	2.4	terre cementate o n.d.																	
2.2	46	3.40	2.5	terre cementate o n.d.																	
2.4	40	3.53	2.6	terre cementate o n.d.																	
2.6	35	3.47	2.7	terre cementate o n.d.																	
2.8	38	3.13	2.7	terre cementate o n.d.																	
3.0	39	2.87	2.6	terre cementate o n.d.																	
3.2	41	3.33	2.7	terre cementate o n.d.																	
3.4	32	2.93	2.8	argille limose																	
3.6	55	1.40	2.3	limi sabbiosi																	
3.8	29	1.60	2.7	argille limose																	
4.0	54	3.07	2.5	limi sabbiosi	coesivo	2,4	37	2,50	15				1,95	≈25	0,9	39	511	858	≈3,5E-07	212	
4.2	58	3.47	2.6	limi sabbiosi																	
4.4	74	1.13	2.0	sabbie																	
4.6	151	3.27	2.0	sabbie																	
4.8	110	7.20	2.4	terre cementate o n.d.																	
5.0	122	1.40	1.8	sabbie																	
5.2	77	4.87	2.5	terre cementate o n.d.																	
5.4	186	8.27	2.2	terre cementate o n.d.																	
5.6	230	8.07	2.1	terre cementate o n.d.																	
5.8	277	3.20	1.6	sabbie																	
6.0	292	5.20	1.8	sabbie	incoerente	2,2	148	4,47	41,35	66	41	30,0				2328	1799	1436	≈1,7E-05	305	

PUA "ANTOLINI"
"Ambiti di insediamento Produttivo"
sito in località Antolini

**PROVA
PENETROMETRICA
SCPT**

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SCPT

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

Simboli:

$N/30$ cm = numero di colpi per l'infissione di 30 cm della punta o del rivestimento

$NSPT = N60 = N \times 73/60 = N \times 1,217$ = valore normalizzato per rendimento $E_r=60\%$

$N' = N60 \times C_n$ = valore normalizzato a $\sigma'_{vo} = 1,0$ kg/cmq (cfr. LIAO & WHITMAN) essendo:

$C_n = (1/\sigma'_{vo})^{0,5} \leq 1,7$ per $\sigma'_{vo} < 20$ t/mq; $C_n = 2,2/(1,2 + \sigma'_{vo})$ per $\sigma'_{vo} \geq 20$ t/mq (cfr. SEED & IDRISSE)

$Dr\%$ = densità relativa = $(N60 \times K/60)^{0,5}$ (cfr. SKEMPTON) essendo:

per sabbie fino o limose: $K = 2/(1 + \sigma'_{vo}/100)$; per sabbie grosse: $K = 3/(2 + \sigma'_{vo}/100)$ (N.B.: σ'_{vo} in Kpa)

Parametri geotecnici:

peso di volume secco: $\gamma_d = f(N60, \text{granulometria})$ (rif. GIROUD 1972)

peso di volume immerso: $\gamma' = 0,63 \times \gamma_d$ (rif. GIROUD 1972)

peso di volume saturo: $\gamma_{sat} = \gamma' + 1$

carico geostatico effettivo: σ_{vo}'

sabbie: angolo d'attrito di picco $\phi_p = (15,4 \times N')^{0,5} + 20^\circ$ (rif. MAYNE)

sabbie: angolo d'attrito residuo: $\phi_r = f(\sigma'_{vo}, K_o = 1 - \sin \phi_p, Dr, \phi_p)$ (rif. BOLTON)

limi: coesione non drenata $c_u = 0,037 \times N60$ kg/cmq (rif. NAVFAC)

limi: modulo edometrico $E_{ed} = 6,0 \times N60$ kg/cmq (rif. STROUD & BUTLER)

argille: coesione non drenata $c_u = 0,074 \times N60$ kg/cmq (rif. NAVFAC)

argille: modulo edometrico $E_{ed} = 4,5 \times N60$ kg/cmq (rif. STROUD & BUTLER)

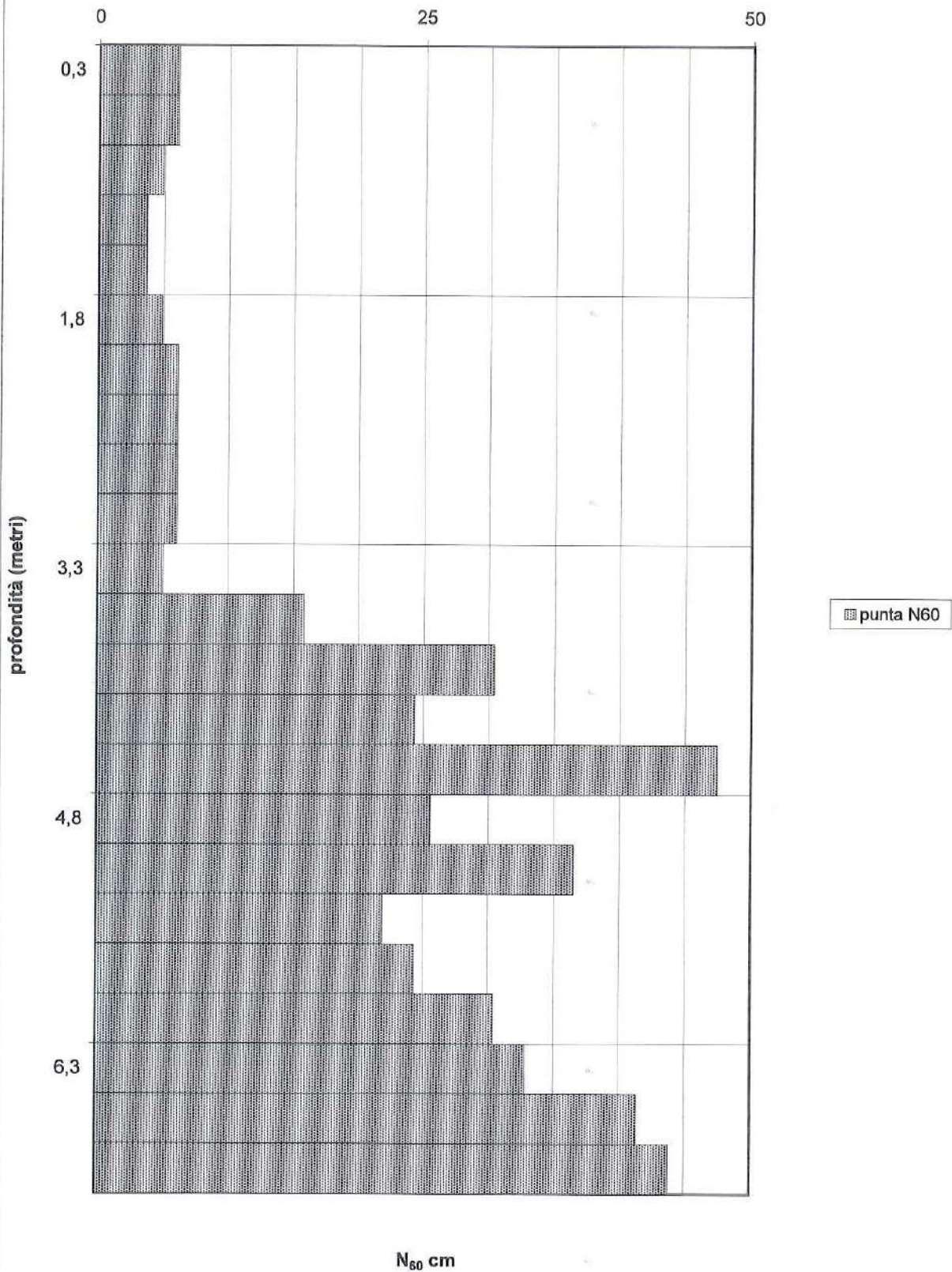
grado di sovraconsolidazione: $OCR = c_u / (\sigma'_{vo} \times 0,25)^{1,25}$ rif. LADD

modulo di taglio $G_o = 155,6 \times (N60)^{0,68}$ in kg/cmq (rif. FHWA 2002)

modulo elastico $E_o = 2 \times G_o \times (1 + \nu) \approx 2,4 \times G_o$ (rif. FHWA 2002 per $\nu \approx 0,2$; TATSUOKA & SHIBUYA 1992))

velocità onde di taglio: $V_s = (G_o / (\gamma^* / g))^{0,5}$ ove $\gamma^* = \gamma$ sopra falda; $\gamma^* = \gamma_{sat}$ sotto falda

Prova SCPT n.1



PROVA SCPT

n.1

- parametri geotecnici -

profondità superficie piezometrica: metri >3,6

profondità m	punta N/30 cm	punta N60	granulometria presunta	comportamento meccanico	γ_d t/mc	γ_{sat} t/mc	γ' t/mc	σ'_{vo} kg/cm ²	σ_{vo} kg/cm ²	Cn f(e'vo)	N=N60 x Cn f(σ'vo)	Dr %	φp °	φr °	cu kg/cm ²	Eed kg/cm ²	Go kg/cm ²	Eo kg/cm ²	Vs m/s	OCR
0,3	5	6	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,03	0,03	1,70	10		0,0	0,0	0,5	27	762	1829	204	203,0
0,6	5	6	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,09	0,09	1,70	10		0,0	0,0	0,5	27	762	1829	204	51,4
0,9	4	5	limi	coesivo	1,3	1,8	0,8	0,14	0,14	1,70	8		0,0	0,0	0,2	29	655	1571	189	8,8
1,2	3	4	limi	coesivo	1,3	1,8	0,8	0,20	0,20	1,70	6		0,0	0,0	0,1	22	538	1292	171	4,1
1,5	3	4	limi	coesivo	1,3	1,8	0,8	0,25	0,25	1,70	6		0,0	0,0	0,1	22	538	1292	171	3,0
1,8	4	5	argille	coesivo	1,3	1,8	0,8	0,31	0,31	1,70	8		0,0	0,0	0,4	22	655	1571	189	8,1
2,1	5	6	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,36	0,36	1,66	10		0,0	0,0	0,5	27	749	1797	202	8,7
2,4	5	6	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,42	0,42	1,54	9		0,0	0,0	0,5	27	712	1709	197	7,2
2,7	5	6	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,48	0,48	1,44	9		0,0	0,0	0,5	27	681	1635	193	6,1
3,0	5	6	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,54	0,54	1,36	8		0,0	0,0	0,5	27	655	1573	189	5,3
3,3	4	5	argille	coesivo	1,3	1,8	0,8	0,60	0,60	1,30	6		0,0	0,0	0,4	22	544	1306	172	3,5
3,6	13	16	sabbie	incoerente	1,6	2,0	1,0	0,64	0,64	1,25	20	56	37,5	30,0	0,0		1184	2843	254	
3,9	25	30	ghiaie	incoerente	1,7	2,1	1,1	0,69	0,69	1,21	37	75	43,8	32,4	0,0		1801	4323	313	
4,2	20	24	ghiaie	incoerente	1,7	2,1	1,1	0,74	0,74	1,16	28	67	40,9	31,3	0,0		1511	3625	287	
4,5	39	47	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	0,79	0,79	1,12	53	92	48,7	34,2	0,0		2324	5578	366	
4,8	21	26	sabbie	incoerente	1,7	2,1	1,1	0,84	0,84	1,09	28	67	40,7	31,4	0,0		1493	3682	285	
5,1	30	37	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	0,90	0,90	1,06	39	79	44,4	32,8	0,0		1864	4473	319	
5,4	18	22	sabbie	incoerente	1,7	2,1	1,1	0,95	0,95	1,03	22	61	38,6	30,7	0,0		1292	3100	265	
5,7	20	24	sabbie	incoerente	1,7	2,1	1,1	1,00	1,00	1,00	24	64	39,4	31,0	0,0		1363	3271	273	
6,0	25	30	ghiaie	incoerente	1,7	2,1	1,1	1,05	1,05	0,98	30	71	41,4	31,8	0,0		1560	3744	292	
6,3	27	33	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	1,10	1,10	0,95	31	73	41,9	32,1	0,0		1617	3880	297	
6,6	34	41	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	1,16	1,16	0,93	38	81	44,3	33,1	0,0		1861	4465	318	
6,9	36	44	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	1,21	1,21	0,91	40	83	44,8	33,3	0,0		1905	4571	322	

PROVA SCPT n.1

- parametri geotecnici medi -

profondità superficie piezometrica: metri

>3,6

profondità m	punta N60	granulometria presunta	compartimento prevalente	spessore m	punta N60	N=N60 x Cn f(cvo')	Dr %	φp °	φr °	cu kg/cmq	Eed kg/cmq	Go kg/cmq	Eo kg/cmq	Vs m/s	OCR
0,3	6	argille													
0,6	6	argille													
0,9	5	limi													
1,2	4	limi													
1,5	4	limi													
1,8	5	argille													
2,1	6	argille													
2,4	6	argille													
2,7	6	argille													
3,0	6	argille													
3,3	5	argille	coesivo	3,30	5	8			0,4	26	659	1582	189	28,1	
3,6	16	sabbie													
3,9	30	ghiaie													
4,2	24	ghiaie													
4,5	47	ghiaie													
4,8	26	sabbie													
5,1	37	ghiaie													
5,4	22	sabbie													
5,7	24	sabbie													
6,0	30	ghiaie													
6,3	33	ghiaie													
6,6	41	ghiaie													
6,9	44	ghiaie	incoerente	3,60	31	33	72	42,2	32,0		1648	3955	298		

PUA "ANTOLINI"
"Ambiti di insediamento Produttivo"
sito in località Antolini

PROVA HVSR
validazione curva H/V secondo
criteri **SESAME**

Riassunto interpretazione HVSR V1

N.	H(m)	Vs(m/s)
1	0,46	70
2	3,96	190
3	14,96	460
4	32,96	690
5	79,14	1241
6	205,61	2165
7	518,07	3167
8	1829,1	4169
9	Oltre	9175

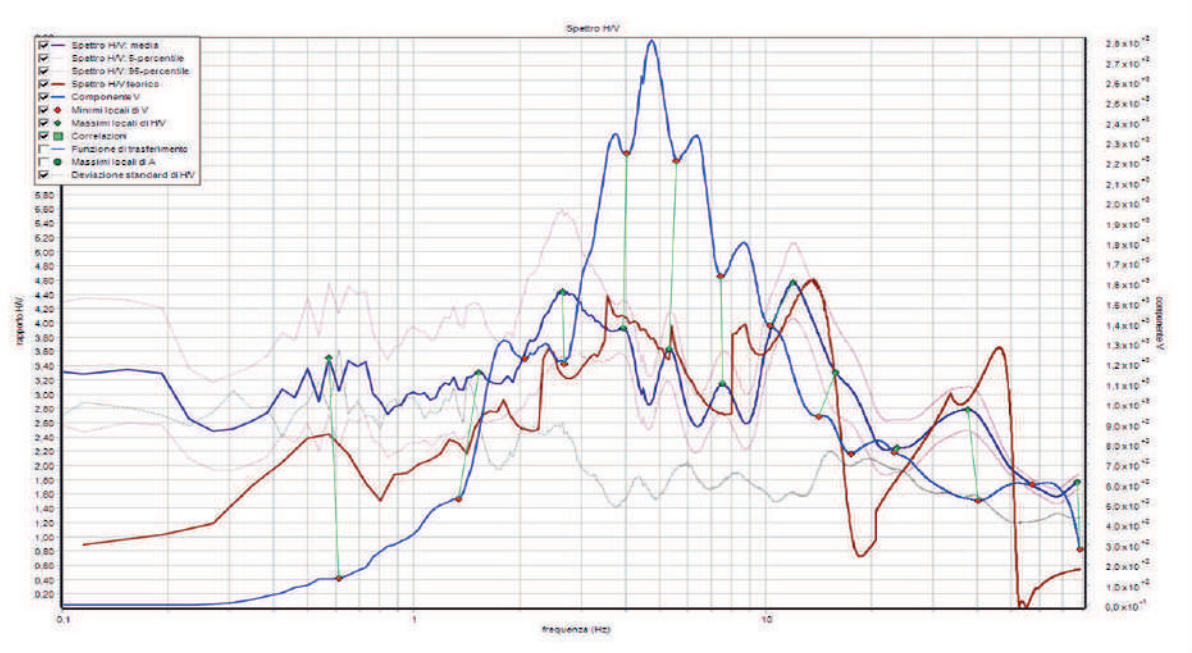
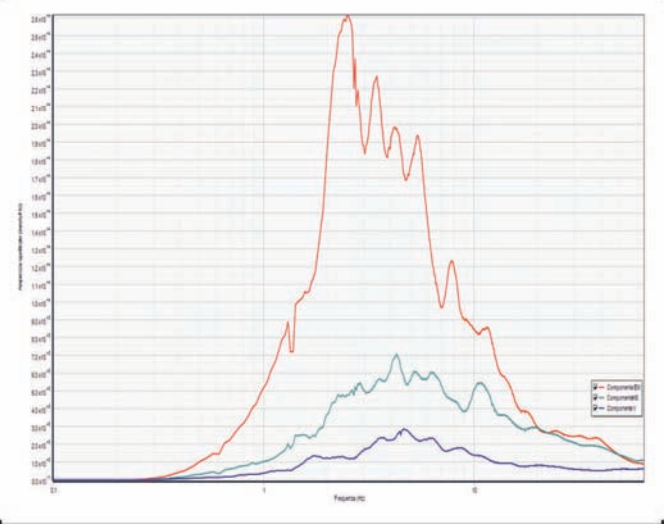
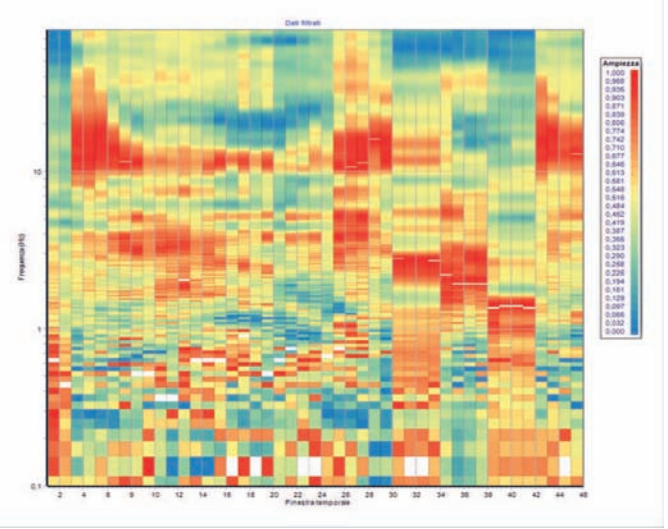
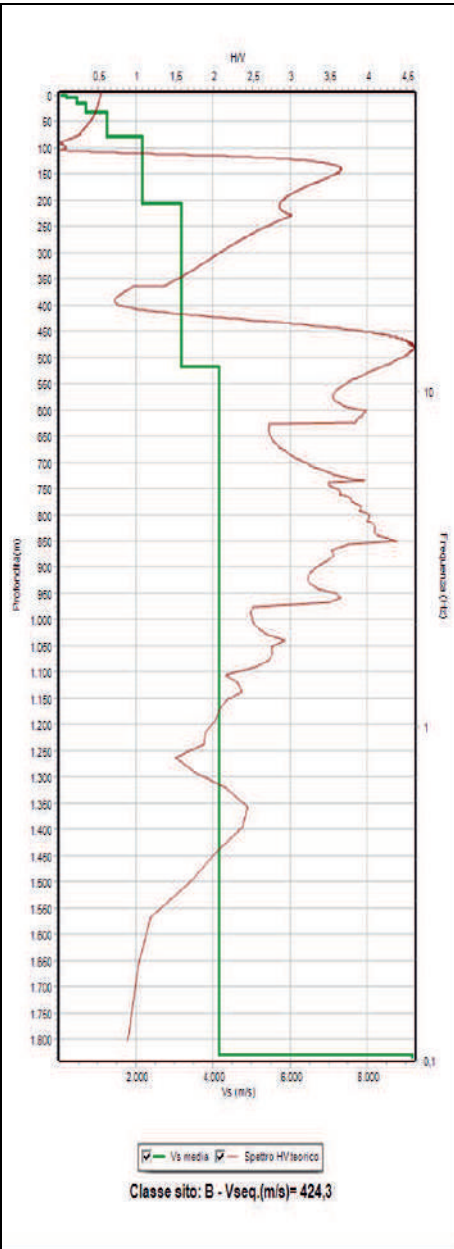


Tabella parametri picchi stratigrafici da spettro H/V delle onde di Rayleigh e Love V1

Criteria SESAME (2005) per una curva H/V attendibile S1: $f_p > 10/L_w$ - S2: $L_w \times N_w \times f_p > 200$ - S3: $s_a < 2$ per $0.5f_p < f < 2f_p$

LEGENDA: L_w =lunghezza della finestra (s) - N_w =n. finestre - f_p (Hz)=frequenza del picco stratigrafico - s_a =deviazione standard

N.	fz(Hz)	H/V	Kg	H1(m)	H2(m)	H3(m)	S1	S2	S3
1	0,57	3,51	21,47	113,42	66,06	55,91	Sì	Sì	No
2	1,53	3,31	7,13	30,68	17,87	15,12	Sì	Sì	No
3	2,64	4,44	7,46	14,83	8,64	7,31	Sì	Sì	No
4	3,95	3,92	3,9	8,7	5,06	4,29	Sì	Sì	No
5	5,33	3,63	2,47	5,83	3,4	2,87	Sì	Sì	No
6	7,55	3,14	1,31	3,66	2,13	1,81	Sì	Sì	No
7	12,0	4,56	1,74	1,98	1,15	0,97	Sì	Sì	No
8	15,79	3,31	0,69	1,37	0,8	0,68	Sì	Sì	No
9	23,69	2,25	0,21	0,8	0,46	0,39	Sì	Sì	No
10	37,68	2,78	0,21	0,43	0,25	0,21	Sì	Sì	No
11	77,08	1,76	0,04	0,17	0,1	0,08	Sì	Sì	Sì

PUA "ANTOLINI"
"Ambiti di insediamento Produttivo"
sito in località Antolini

**RAPPORTO DI
PROVA
MASW**

winMASW 4.1.1 Pro - Inversion of Surface-Wave Dispersion Curveswin - Inversion of Surface-Wave Dispersion Curves

Main results MASW - Loc. Antolini Ponte dell'Olio

Date: 26 01 2023

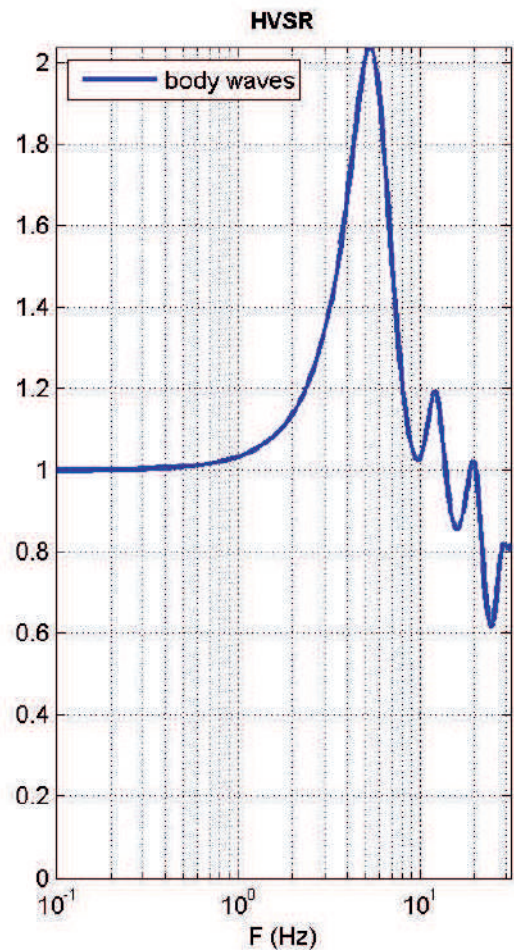
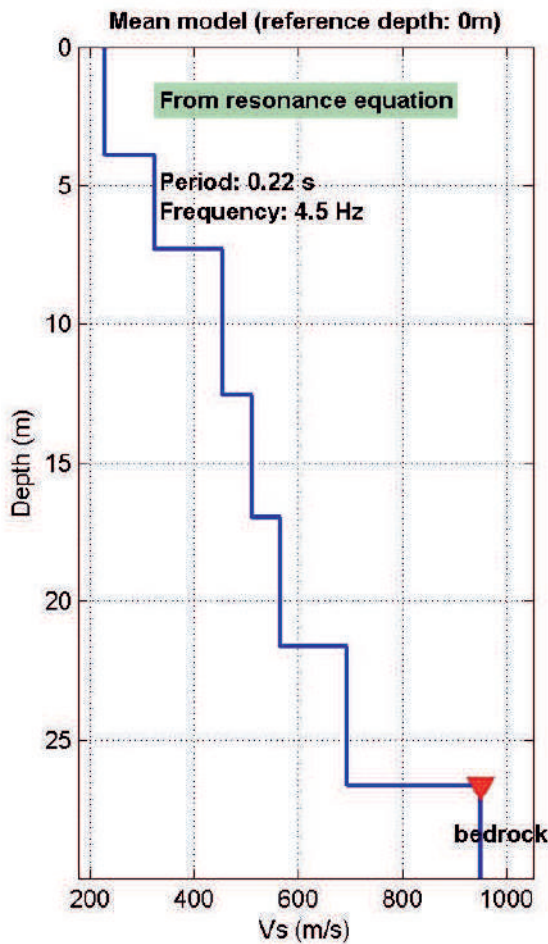
Time: 11 30

Dataset: -10a.SGY

Considered dispersion curve: pick.cdp

Mean model

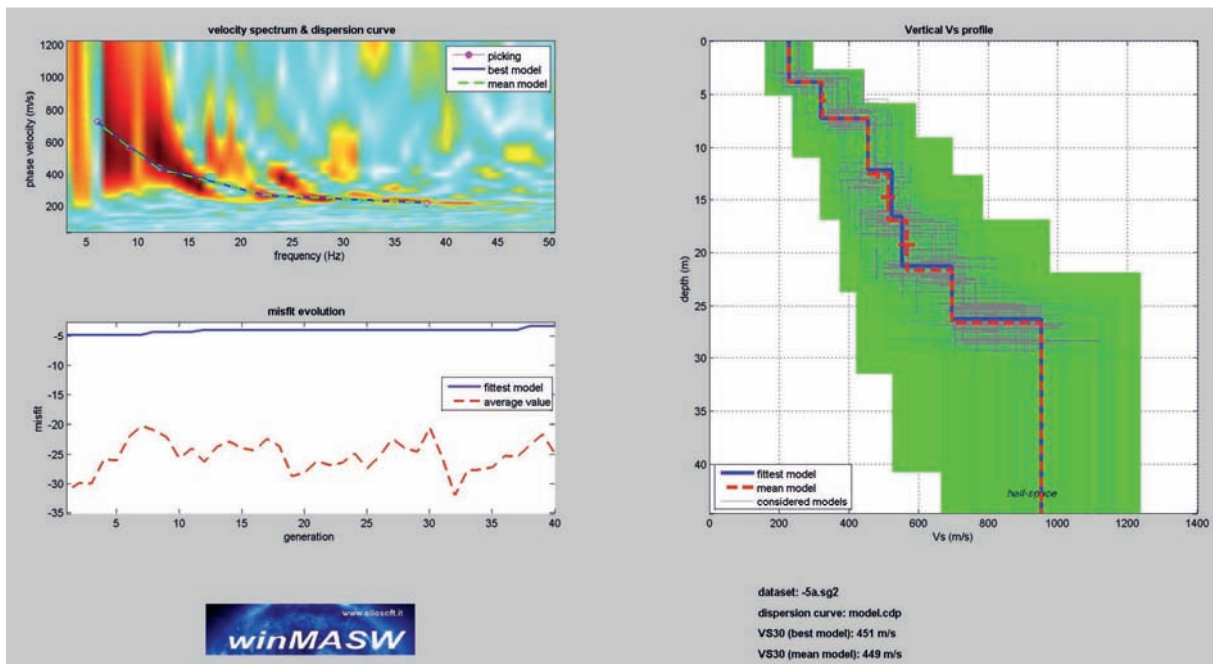
Vs (m/s):	228, 324, 454, 512, 565, 694, 950
Thickness (m):	3.9, 3.4, 5.2, 4.4, 4.7, 5.0,
Standard deviations (m/s):	0.0, 0.0, 0.4, 0.1, 0.0, 0.0
Density (gr/cm ³):	1.88, 1.96, 2.03, 2.08, 2.08, 2.14, 2.20
Shear modulus (MPa):	98, 205, 418, 544, 664, 1033, 1982



Analysis: Rayleigh Waves

Approximate values for Vp and elastic moduli

Vp (m/s):	486, 666, 906, 1094, 1117, 1450, 1795
Poisson:	0.36, 0.34, 0.33, 0.36, 0.33, 0.35, 0.31
Bulk modulus (MPa):	314, 594, 1108, 1759, 1711, 3131, 4433
Young's modulus (MPa):	265, 552, 1115, 1480, 1764, 2791, 5175
Lamé (MPa):	248, 457, 829, 1396, 1268, 2443, 3112



VS30 (m/s): 449

Possible Soil Type: B

Dalla normativa Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, pubblicato su Gazzetta Ufficiale Supplemento ordinario n° 8 del 20/02/2018 (aggiornamento alle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" Decreto Ministro delle Infrastrutture del 14/1/2008):

- A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, caratterizzati da valori di VS30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.
- B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
- C - Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
- D - Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale

miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 inferiori a 180 m/s.

- E - Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30m.

