


# PROPOSTA DI ACCORDO OPERATIVO

ai sensi art. 38 L.R. 24/2017

AMBITO APT2 - comparto "Futura"

VIA XXV APRILE - LOC. BASILICAGOIANO

<p>Progetto architettonico</p> <p><b>arch. G. Cazzulani</b> <b>Studio Cazzulani</b></p> <p>via Veroni 37/A Parma</p> <p>tel. 0521 776326 mail: <a href="mailto:info@cazzulaniarchitetti.it">info@cazzulaniarchitetti.it</a></p>	<p>Timbro</p>	<p>Richiedente</p> <p><b>Lito s.r.l.</b></p> <p>via Marconi 56 Monticelli Terme Montechiarugolo</p>																																								
<p>Progetto specialistiche</p> <p><b>Geol. S. Mantovani</b> <b>Mori Mantovani</b> <b>Associati srl</b></p> <p>via Strasburgo 18A Parma</p> <p>tel. 0521 239944 mail: <a href="mailto:mail@morimantovani.it">mail@morimantovani.it</a></p>	<p>Timbro</p> 	<p>Protocollo</p>																																								
<p>Oggetto Elaborato:</p> <p><b>RELAZIONE GEOLOGICA E ANALISI GEOTECNICA</b></p>		<p>N° Elaborato:</p> <p><b>A.03</b></p>																																								
<table><thead><tr><th>Rev.</th><th>Data</th><th>Descrizione</th><th>Controllo</th></tr></thead><tbody><tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr><tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr><tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr><tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr><tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr><tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr><tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr></tbody></table>	Rev.	Data	Descrizione	Controllo																													<table><tr><td colspan="2">Data:</td></tr><tr><td colspan="2">LUGLIO 2020</td></tr><tr><td>Formato:</td><td>Scala:</td></tr><tr><td>.....</td><td>.....</td></tr></table>		Data:		LUGLIO 2020		Formato:	Scala:	.....	.....
Rev.	Data	Descrizione	Controllo																																							
Data:																																										
LUGLIO 2020																																										
Formato:	Scala:																																									
.....	.....																																									

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2. UBICAZIONE E DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....</b>	<b>3</b>
<b>3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....</b>	<b>6</b>
3.1 LINEAMENTI GEOLOGICI GENERALI .....	6
3.2 CARATTERI GEOLOGICI LOCALI .....	7
3.3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA .....	9
3.3.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	9
3.3.2 ANALISI DEGLI ASPETTI IDROGEOLOGICI DELL'AREA.....	16
3.3.3 ELEMENTI DI SINTESI PER LA PROGETTAZIONE .....	17
<b>4. INQUADRAMENTO SISMICO.....</b>	<b>20</b>
4.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO.....	20
4.2 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL COMUNE DI MONTECHIARUGOLO.....	21
4.3 MICROZONAZIONE SISMICA COMUNE DI MONTECHIARUGOLO.....	24
4.4 MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO .....	27
4.4.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	27
4.4.2 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	30
4.4.3 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....	30
4.4.4 DEFINIZIONE DELLE FORME SPETTRALI DEFINITE DAL DM 14.1.08 (AG Fo Tc) .....	32
<b>5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....</b>	<b>35</b>
5.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO .....	35
5.2 DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI FK DEI PARAMETRI GEOTECNICI .....	35
5.3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI.....	38
5.3.1 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI .....	38
5.4 DETERMINAZIONE DELLA TENSIONE E VERIFICHE DEGLI SLU E SLE.....	40
5.4.1 GENERALITÀ.....	40
5.4.2 VERIFICHE GEOTECNICHE.....	42
5.4.3 VERIFICA DELLA SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE.....	44
<b>6. CONCLUSIONI .....</b>	<b>47</b>

## 1. PREMESSA

A seguito di incarico conferito dalla società **LITO S.R.L.** con sede in Monticelli Terme, via Marconi 56, per la redazione dello studio geologico-sismico-geotecnico relativo agli interventi previsti nel progetto urbanistico denominato “**AMBITO APT2 – comparto FUTURA**” da eseguirsi in via XXV Aprile a Basilicogioiano, Comune di Montechiarugolo (PR), si è proceduto all'analisi degli aspetti geologici, sismici e geotecnici dei terreni per la valutazione della fattibilità dell'intervento e delle problematiche connesse agli aspetti realizzativi delle opere previste.

Lo studio è redatto in accordo con le prescrizioni riportate nell'Aggiornamento delle *Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17.01.2018 e Circolare 21.01.2019 n° 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17.01.2018)* e con la vigente legislazione nazionale e locale, ed è composto da una prima parte descrittiva dell'intervento mentre i successivi capitoli mirano alla definizione delle caratteristiche geologiche (litologiche, geomorfologiche e idrogeologiche), sismiche e geotecniche dell'area interessata dall'intervento.

## 2. UBICAZIONE E DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La zona oggetto del presente studio è ubicata in via XXV Aprile a Basilicogioiano, nel settore a Sud dell'abitato, in Comune di Montechiarugolo (PR); in particolare trattasi di un'area a destinazione produttiva in cui sarà delocalizzata la società LITOSTAMPA srl, (attualmente presente in Monticelli Terme, via Marconi) in virtù agli accordi stipulati con il Comune di Montechiarugolo (art. 18 L.R. 20/2000 e art. 11 Legge 241/1990).

L'ubicazione del sito è meglio illustrata nelle Figura 2.1 e Figura 2.2.

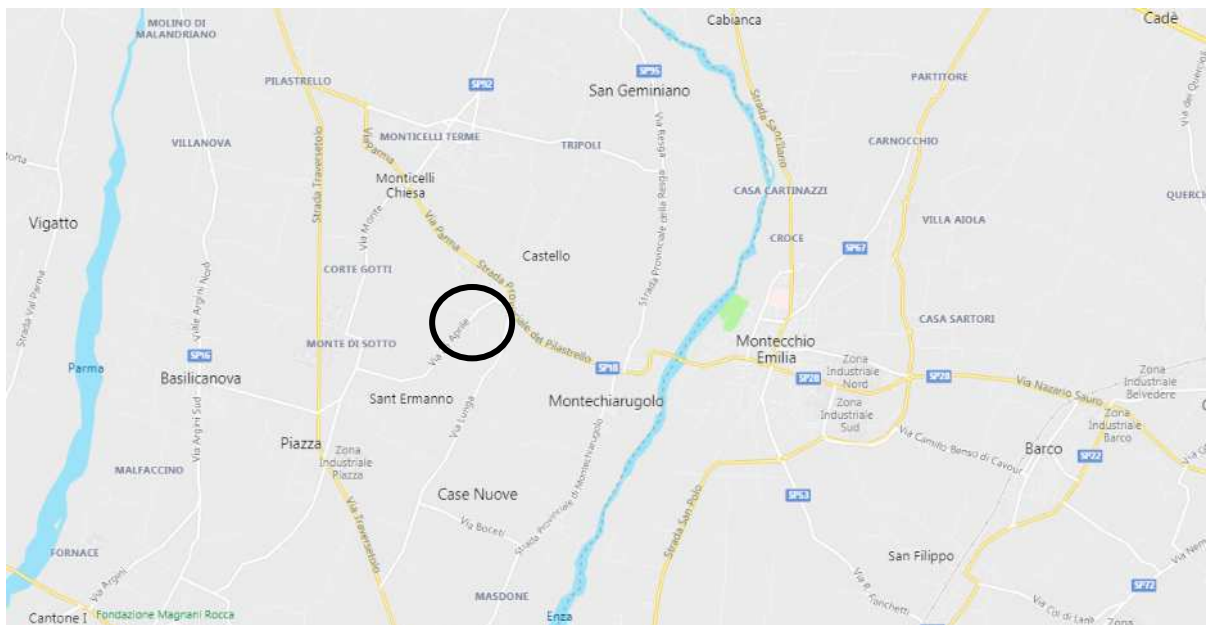


Figura 2.1 - Inquadramento territoriale



Figura 2.2 – Inquadramento da foto aerea del sito d'intervento

L'area oggetto del presente Accordo Operativo è ubicata nella frazione di Basilicagoiano del Comune di Montechiarugolo e si attesta ad ovest su via XXV Aprile, uno degli assi principali della frazione, che parte dal centro abitato di Basilicagoiano e arriva fino alle frazioni di Basilicanova e la Piazza.

L'area attualmente è un terreno agricolo, ubicato tra l'ex Consorzio Agrario a sud-est e un plesso produttivo in parte edificato ed in parte di futura edificazione a nord-est.

La classificazione dell'area ad uso produttivo prende l'avvio a seguito dell'Accordo pubblico-privato ai sensi dell'ex art. 18 della L.R. 20/2000, sottoscritto nel 2008 tra l'Amministrazione Comunale e la Lito srl, azienda ubicata in Monticelli dal 1957, che si occupa di prodotti cartotecnici e packaging di lusso.

L'espansione del centro abitato di Monticelli Terme ed il relativo sviluppo dell'edificato residenziale hanno sostanzialmente caratterizzato l'intorno dell'azienda, che di fatto è rimasta sostanzialmente l'unica nel centro abitato termale. L'Amministrazione, pertanto, volendo mettere fine ad una situazione di disagio delle abitazioni limitrofe, seppur edificate in epoca posteriore, e volendo mantenere il livello occupazione del proprio comune, ne ha proposta la delocalizzazione in un'area maggiormente consona.

L'area in oggetto, ubicata in Basilicagoiano, centro urbano che ha una maggiore vocazione produttiva rispetto alla frazione di Monticelli, è risultata essere adeguata per questa trasformazione, in considerazione anche del fatto che la nuova destinazione va a costituire una ricucitura del territorio, essendo ad oggi un terreno agricolo ubicato tra due aree produttive.

Per queste motivazioni, nel 2008, a seguito della stipula dell'Accordo ex art. 18 della L.R. 20/2000, il lotto oggetto d'intervento è stato inserito nella variante PSC n.4 come Ambito Produttivo di Trasformazione APT2, che in questa proposta di Accordo Operativo verrà denominato "FUTURA".

Dal 2008 ad oggi, passando attraverso la crisi economica che ha investito numerose aziende e attraverso diverse Amministrazioni che si sono succedute, non avendo dato atto in modo completo ai contenuti dell'accordo, si è reso necessario un aggiornamento del medesimo in conformità alle disposizioni urbanistiche di cui alla Legge Regionale 24/2017, sottoscritto in data 29/12/2008.

A seguito dell'aggiornamento, l'A.C. ha poi provveduto ad approvare la VARIANTE POC STRALCIO 2019 e la VARIANTE RUE STRALCIO 2019, inserendo la scheda d'ambito APT2, che prevede che l'area in oggetto venga attuata attraverso un Accordo Operativo ai sensi dell'art. 36 della L.R. 24/2017, così come previsto dalla Deliberazione di Consiglio Comunale n.115 del 27/12/2019 "Delibera di indirizzo ai sensi dell'art.4 della L.R. 24/2017, in attuazione alle previsioni di PSC ed in conformità al PUG adottato con Delibera di C.C. n.13 in data 19/03/2019", pubblicata all'Albo On Line del Comune di Montechiarugolo in data 03/02/2020 che è divenuta esecutiva in data 28/02/2020.

Il comparto "FUTURA" si estende su un'area rilevata pari a ST= 24.002 mq., sostanzialmente coincidente con la superficie territoriale indicata nelle schede urbanistiche pari a ST = 24.150 (POC).

L'ambito, oggi ineditato, prevede la realizzazione di edifici produttivi, ubicati nella porzione ad est dell'area, avente una conformazione quadrangolare.

La parte prospiciente via XXV Aprile, infatti, sarà dedicata alle opere di urbanizzazione di cessione, che in parte saranno monetizzate, così come richiesto dall'A.C.

Verrà realizzata una prima fascia di verde di mitigazione, visibile soprattutto da sud, atta a schermare la nuova lottizzazione ed una strada di penetrazione corredata da parcheggi pubblici. In fregio alla pubblica via verrà realizzata anche una piazza, punto di arrivo del percorso ciclo-pedonale esistente, che verrà messo in sicurezza e che collega il nuovo plesso al centro abitato di Basilicogiano.

Il progetto prevede la realizzazione di volumi contenuti (soprattutto come altezze) che saranno schermati lungo tutto il perimetro, all'intero dell'area di proprietà, da alberature con essenze autoctone.

Nella planimetria di *Figura 2.3* si riporta il planivolumetrico del comparto produttivo APT2 di Basilicogiano.



*Figura 2.3 stralcio planivolumetrico ambito produttivo FUTURA*



### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Lo studio si è articolato nelle seguenti fasi principali:

- studio bibliografico relativo ai caratteri geologici generali dell'area in oggetto e reperimento di dati geologici, idrogeologici e geotecnici relativi alla formazione geologica ivi affiorante;
- reperimento di indagini geognostiche eseguite precedentemente per il presente ambito urbanistico (n° 2 prove penetrometriche dinamiche e n° 1 prova penetrometrica statica) per la caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica locale e n° 1 prove sismiche superficiali tipo MASW per la caratterizzazione sismica del sottosuolo;
- reperimento di stratigrafie di pozzi terebrati nelle immediate vicinanze;
- esecuzione di n° 2 prove penetrometriche statiche tipo CPT (Cone Penetration Test) per la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica locale;
- esecuzione di una prova superficiale HVSR per la caratterizzazione sismica locale;
- analisi dei dati acquisiti, elaborazioni e sviluppo del modello geologico;
- verifica della pericolosità dell'intervento in termini geomorfologici e idrogeologici e valutazioni sulla fattibilità.

#### 3.1 Lineamenti geologici generali

Il sottosuolo del territorio in oggetto risulta geneticamente legato alle vicende geologiche che hanno portato alla formazione dell'ampio bacino della Pianura Padana ed in particolare ai fenomeni di sedimentazione manifestatisi in un complesso sistema di ambienti fluviali e palustri connessi al Fiume Po. La successione dei diversi cicli alluvionali si sono sovrapposti all'ultimo deposito marino il quale affiora nella fascia pedecollinare della Provincia, immergendosi verso Nord Nord-Est fino a profondità di circa 1000-1500 m in corrispondenza del F. Po. A tale formazione succedono cronologicamente quella Pleistocenica (prevalentemente sabbioso-argillosa) e le alluvioni ghiaiose e conglomeratiche datate Gunz, Gunz-Mindel e Mindel.

I depositi terrazzati indicati con QR (Pluviale-Fluvioglaciale Riss) e Qw2 (Pluviale-Fluvioglaciale tardo Wurm), presenti nella parte alta della pianura, sono generalmente rappresentati da litologie grossolane (ghiaie, sabbie, talora sabbie-limose). Dal punto di vista geologico, l'area in esame si colloca in corrispondenza del limite settentrionale della porzione distale della conoide del fiume Taro, nella formazione denominata "Alluvioni antiche", che rappresentano la fase di livellamento della pianura da parte dei corsi d'acqua all'interno e sul contorno dei conoidi pleistocenici.

È presente l'interferenza dei depositi alluvionali del vicino t. Enza e verso nord, del Fiume Po, che hanno dato luogo ad un edificio sedimentario nel quale risulta assai difficoltoso riconoscere l'appartenenza dei depositi stessi all'uno o all'altro corso d'acqua.

Dalla "Carta geologica d'Italia" in scala 1:50.000 elaborata da ISPRA e dalla Regione Emilia Romagna si osserva che il territorio oggetto di studio rientra nell'unità geologica denominata **Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore AES**, costituita da depositi alluvionali intravallivi, terrazzati, di conoide alluvionale ghiaiosa e di interconoide. Il tetto è rappresentato dalla superficie topografica, mentre il contatto di base è erosivo e discordante su unità più antiche. Lo spessore complessivo varia da 0 a 120 m circa.

### 3.2 Caratteri geologici locali

Come visibile in Figura 3.1, il sito oggetto di indagine ricade all'interno del SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE ed in particolare nell'**Unità AES7a (Subsistema di Ravenna)** ed in particolare in area riferibile a **depositi di tracimazione fluviale indifferenziata**.

#### *SUPERSINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO*

Unità di estensione regionale comprendente l'insieme dei depositi quaternari di origine continentale affioranti al margine appenninico padano e dei sedimenti ad essi correlati nel sottosuolo della pianura emiliano-romagnola. Questi ultimi comprendono depositi alluvionali, deltizi, litorali e marini, organizzati in successioni cicliche di vario ordine gerarchico.

Il limite inferiore del supersistema Emiliano-Romagnolo affiora solamente a ridosso del margine appenninico e nei settori intravallivi dove è fortemente discordante sui depositi marini del Pleistocene Medio e mio-pliocenici. Il limite superiore è coincidente con il piano topografico. Comprende due sistemi (sistema Emiliano-Romagnolo Inferiore e sistema Emiliano-Romagnolo Superiore).

*PLEISTOCENE MEDIO - OLOCENE*

#### **SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE**



AES

Depositi alluvionali costituiti da sedimenti grossolani e fini nella alta pianura e prevalentemente fini nella media pianura. Limite inferiore inconforme nelle porzioni affioranti e nell'alta pianura, dubitativamente inconforme nelle porzioni sepolte della media pianura. Nell'area del Foglio, l'unità include quattro subsistemi.

*PLEISTOCENE MEDIO - OLOCENE*



AES<sub>7a</sub>

#### **unità di Niviano**

Comprende limi, limi argillosi, limi sabbiosi con intercalati livelli di sabbia in strati sottili e molto sottili, attribuibili a depositi di tracimazioni fluviali indifferenziate. Lo spessore massimo dell'unità è circa 15 m. Il contatto inferiore è erosivo e discordante sulle unità più antiche; il contatto superiore coincide con la superficie topografica nelle aree intravallive, mentre è sepolto da AES<sub>7b</sub> e AES<sub>8</sub> nell'alta pianura. Al tetto sono presenti suoli decarbonatati, con fronte di alterazione minore di 5 metri, orizzonti superficiali con colore variabile a seconda della litologia da rosso su litofacies grossolane a bruno o giallo bruno su litofacies fini.

*PLEISTOCENE SUPERIORE*



#### **Depositi di tracimazione fluviale indifferenziata**

Alternanze di limi, limi argillosi e localmente argille in strati da molto sottili a spessi. Le alternanze sabbioso-limose sono in strati sottili e medi organizzati in sequenze con gradazione positiva o negativo-positiva, le argille sono in strati da medi, a molto spessi, spesso bioturbati e non sono visibili la stratificazione e le strutture sedimentarie. Al tetto delle sequenze positive sono spesso presenti accumuli di sostanza organica o paleosuoli. Il colore complessivo varia da grigio omogeneo (solo sottosuolo) a giallastro. Si tratta di depositi di tracimazione fluviale non differenziati a causa dei processi di erosione, bioturbazione e pedogenesi che hanno modificato le tessiture e le forme originarie e non hanno consentito di distinguere i depositi di argine da quelli di piana inondabile. Localmente sono presenti depositi ghiaiosi e sabbiosi di canale fluviale.



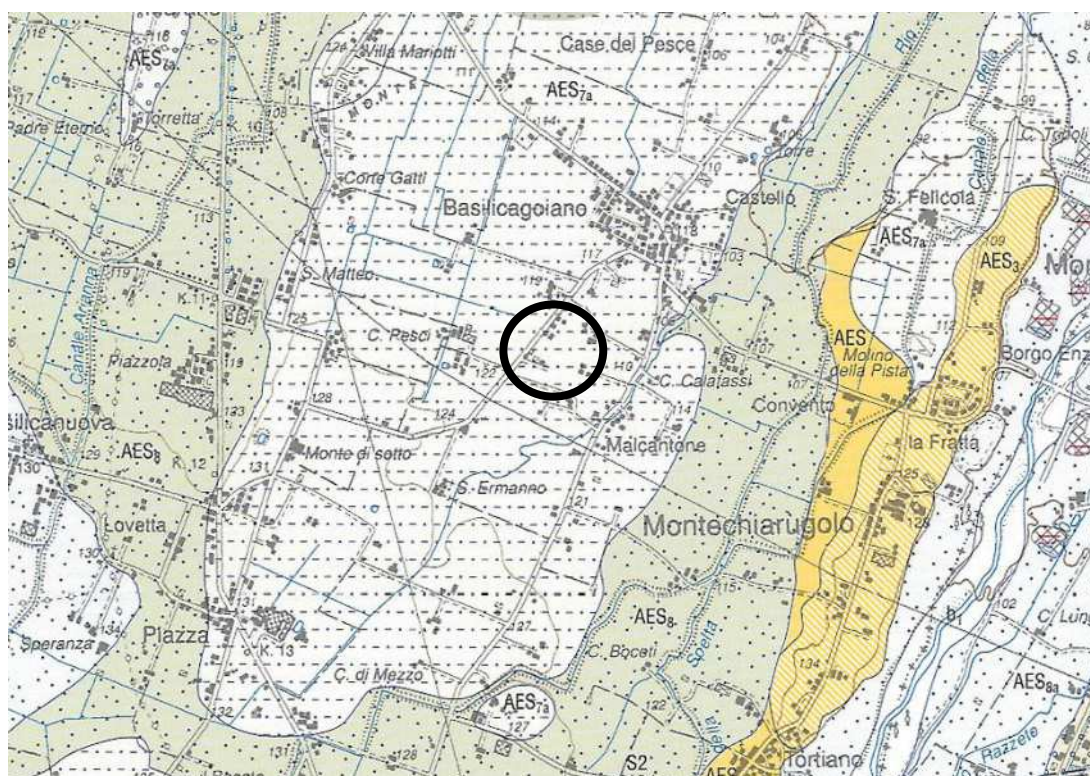
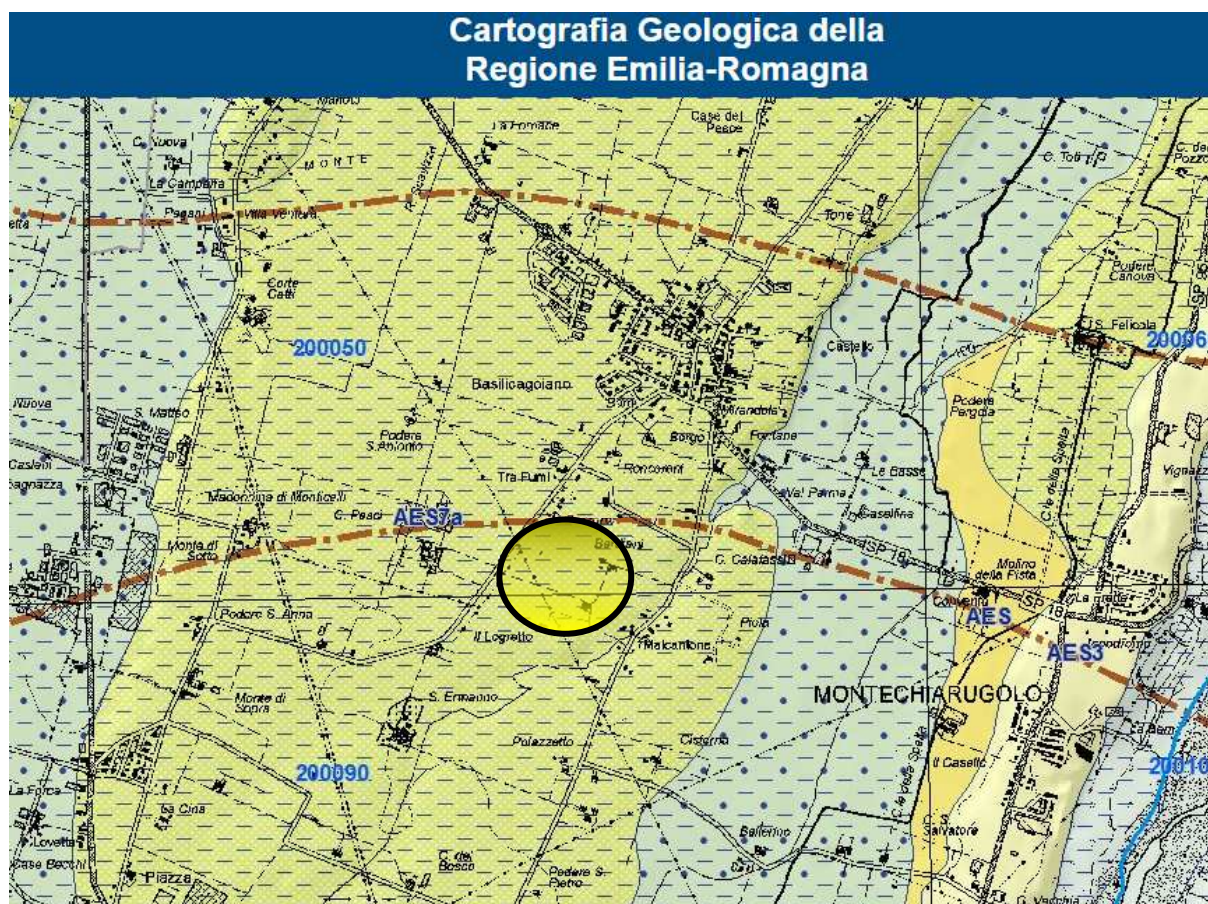


Figura 3.1 - Stralcio da Carta Geologica d'Italia 1: 50.000 – progetto CARG – sito ISPRA





RISULTATO INTERROGAZIONE		
Comune di MONTECHIARUGOLO (PR), sezione CTR: 200050		
Ambienti deposiz. e litologie (50K)	sigla	L
<a href="#">limo di piana alluvionale</a>	tessitura	limo
Unità geologiche (50K)	deposito	deposito di tracimazioni fluviali indifferenziate
<a href="#">AES7a - Sintema emiliano-romagnolo superiore - Subsintema di Villa Verucchio - unità di Niviano</a>	ambiente	piana alluvionale
	descrizione	limo di piana alluvionale

Figura 3.2 - Stralcio da Carta Geologica della Regione Emilia Romagna

Come di evince dall'interrogazione eseguita nel data base della Regione Emilia Romagna, i terreni affioranti nell'area di studio sono litologicamente riferibili a **limi di piana alluvionale**. Appartengono all'**UNITA' DI NIVIANO** (sigla **AES7a**), nome completo **SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE – SUBSINTEMA DI VILLA VERRUCCHIO – UNITA DI NIVIANO**, litologicamente rappresentata da **ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati e da limi e limi sabbiosi con intercalazioni di ghiaie e sabbie**. L'unità presenta una **copertura fine di spessore fino a 2 m costituita da limi e limi argillosi giallastri**; al tetto sono presenti suoli decarbonatati con colore variabile a seconda della litologia, da rosso bruno su litofacies grossolane a giallo bruno su litofacies fini (Figura 3.2).

### 3.3 Caratterizzazione e modellazione geologica

#### 3.3.1 Indagini geognostiche

Per la caratterizzazione dei depositi presenti nel lotto in oggetto è stata eseguita una ricerca delle indagini già eseguite precedentemente nell'ambito urbanistico e nelle immediate vicinanze. La ricerca ha fornito i risultati illustrati in *Figura 3.3* e *Figura 3.4*.

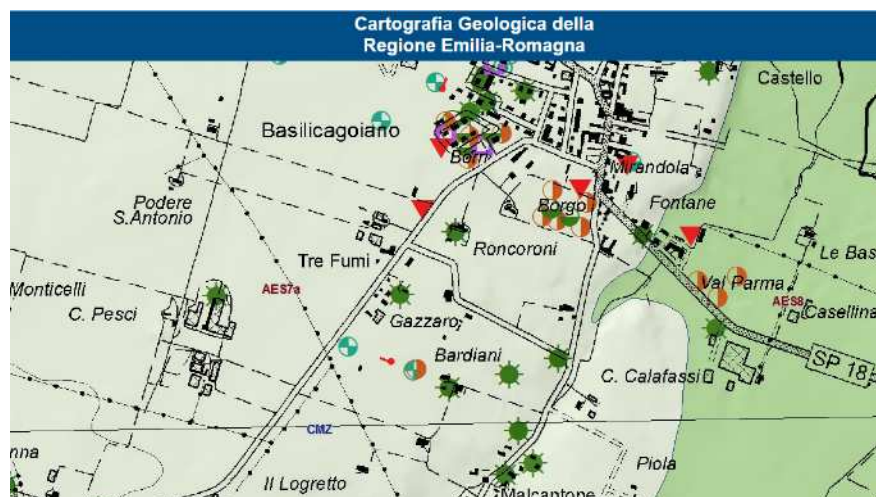


Figura 3.3 Vista planimetrica dell'area e indagini geognostiche



Figura 3.4 Vista aerea del sito e ubicazione indagini reperite

In dettaglio, sono state reperite le seguenti indagini:

- N° 2 stratigrafie di due pozzi (P601 e P607) di cui il primo ubicato in adiacenza all'area di intervento (Figura 3.5);
- N° 2 prove penetrometriche dinamiche (APT2-SCPT1, APT2-SCPT2,) - (Figura 3.6);
- N° 1 prova penetrometrica statica CPT (APT2-CPT1) – (Figura 3.7);
- N° 1 prova sismica superficiale tipo MASW (APT2-MASW1) – (Figura 3.8).

III DP 01/70/ P601 ④ 65540

Regione Emilia-Romagna Scheda da ritornare al Genio Civile

Pratica N°  COMPENSORIO  COMUNE-Instat

-Ditta BARDIANI ODOARDO  
residente a San Felice del Piave in Via Europa n° 3  
-Pozzo ad uso domestico in Comune di MONTICHIARI/CAVALLA  
Frazione San Felice del Piave Località --- Mapp.n° --- f.f.a. ---  
-Data di ultimazione della perforazione: 2-12-85  
-Ditta perforatrice: GIOVANARDI RENZO

CARATTERISTICHE DEL POZZO	
avanzopozzo (sì o no) <u>NO</u>	
diametro interno tubi mm. <u>80</u>	
profondità mt. <u>36</u>	

EQUIPAGGIAMENTO	
tipo della pompa <u>Sommer</u>	
potenza cv <u>1.5</u>	
prevalenza mt. <u>12.0</u>	
portata lt/sec. <u>12.15</u>	
-Livello statico mt. <u>11</u>	
-Portata pozzi lt/sec. <u>---</u>	
-Superficie irrigata: ha. <u>---</u> are. <u>---</u> ca. <u>---</u>	
-Consumo giornaliero (24 ore): metri cubi <u>---</u>	

La Ditta sottoscritta afferma, sotto la propria responsabilità, che la presente dichiarazione è completa e veritiera.

Data 30-12-85

Firma Carlo Bardiani Renzo Giovanardi

PROFESSIONISTI: L'ACQUA E' RELEVATA  
CONCAMENTE DALL'ULTIMA  
PROVA  
PROVA

P607 ⑦

REGIONE EMILIA-ROMAGNA

Pratica N° --- SCHEDA DA RITORNARE AL GENIO CIVILE

-Ditta FERRARI ENNIO  
residente a San Felice del Piave in Via Europa n° 3  
-Perforazione pozzo ad uso domestico in Comune di MONTICHIARI/CAVALLA  
Frazione San Felice del Piave Località --- Mapp.n° --- f.f.a. ---  
-Data di ultimazione dei lavori: 24 Settembre 1977  
-Ditta perforatrice: GIOVANARDI RENZO

STRATIGRAFIA DEL TERRENO	
Indicare la natura dei terreni e le PALDE ACQUIFERE attraversate	
-da mt. <u>0</u> a mt. <u>5</u> <u>ARILLA</u>	Palde capite
-da mt. <u>5</u> a mt. <u>3.20</u> <u>GHIAIA con TERRA ACQUATA</u>	
-da mt. <u>3.20</u> a mt. <u>11</u> <u>ARILLA</u>	
-da mt. <u>11</u> a mt. <u>17.70</u> <u>GHIAIA</u>	
-da mt. <u>17.70</u> a mt. <u>18</u> <u>TERRA</u>	
-da mt. <u>18</u> a mt. <u>13.80</u> <u>GHIAIA</u>	
-da mt. <u>13.80</u> a mt. <u>23.80</u> <u>TERRA</u>	
-da mt. <u>23.80</u> a mt. <u>36</u> <u>GHIAIA con ACQUA</u>	

Localizzazione del pozzo  
Long.  Lat.  Na.   
Quota piano campagna s.l.m.

Caratteristiche del pozzo:  
avanzopozzo (sì o no) NO  
Ø interno tubi mm. 80  
profondità mt. 39

Caratteristiche del gruppo motore pompa:  
livello statico mt. 11.10  
tipo della pompa Sommer  
potenza della pompa CV ---  
tipo del motore ---  
potenza del motore CV 1.3

Portata: lt/sec. 0.6

Superficie irrigata:  
ha. --- are. --- ca. ---

Fabbisogno (alimentare, industriale, zootecnico):  
lt/sec. ---

STRATIGRAFIA REALE DEL TERRENO	
Indicare la natura dei terreni e le PALDE ACQUIFERE ATTRAVERSA-TE, specificando se il tubo è fenestrato in corrispondenza	
- da mt. <u>0</u> a mt. <u>10</u> <u>IMPASTO</u>	Palde capite
- da mt. <u>10</u> a mt. <u>14</u> <u>GHIAIA con TERRA</u>	
- da mt. <u>14</u> a mt. <u>35</u> <u>TERRA VERDE</u>	
- da mt. <u>35</u> a mt. <u>39</u> <u>GHIAIA con ACQUA</u>	
- da mt. <u>39</u> a mt. <u>---</u> <u>---</u>	

Figura 3.5 Stratigrafie dei pozzi

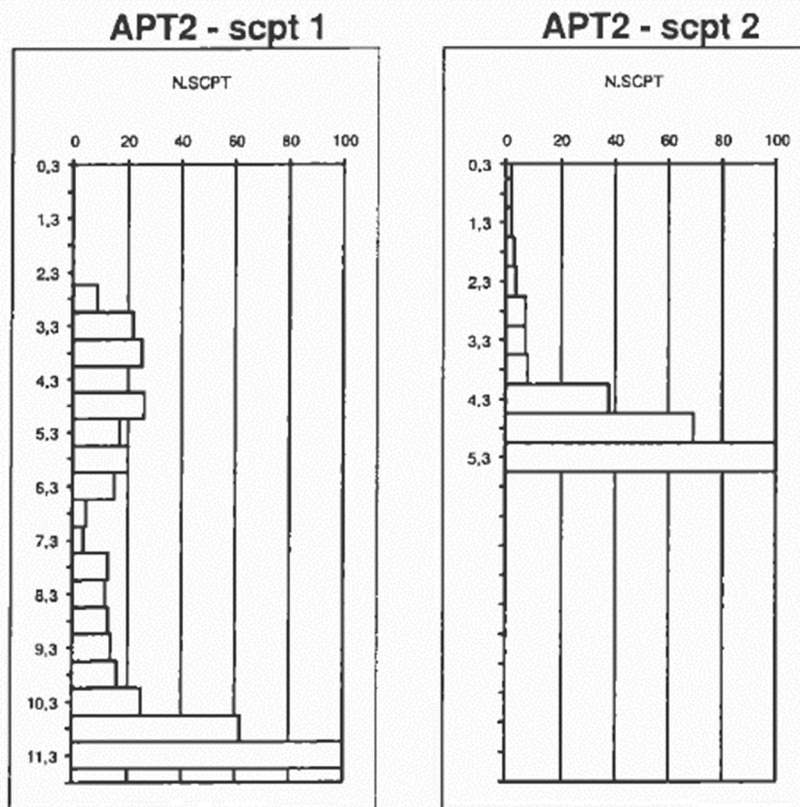


Figura 3.6 log prove penetrometriche dinamiche



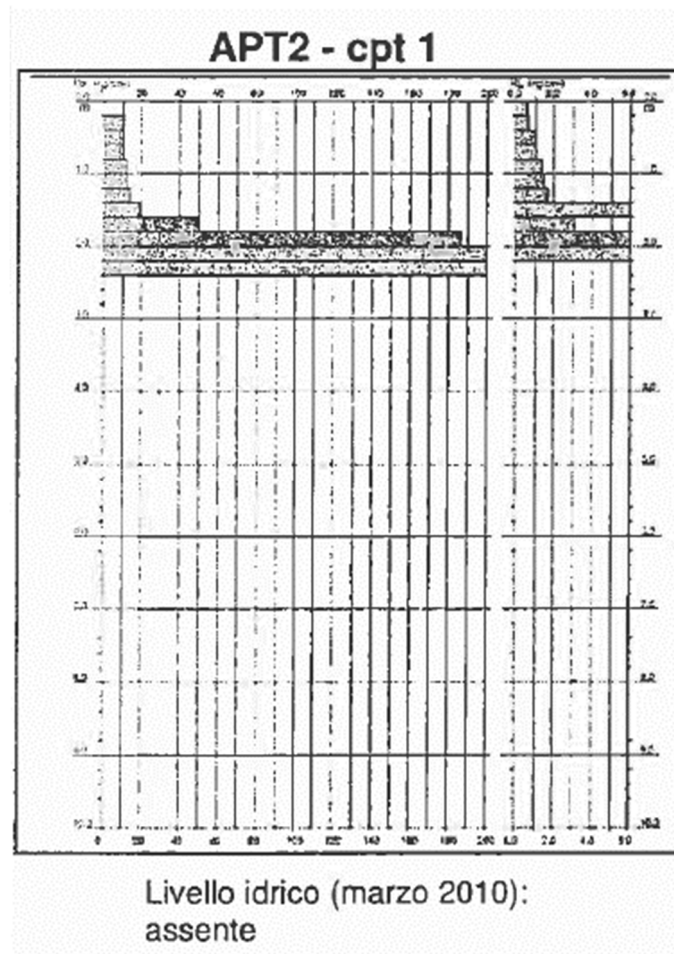


Figura 3.7 log prova penetrometrica statica

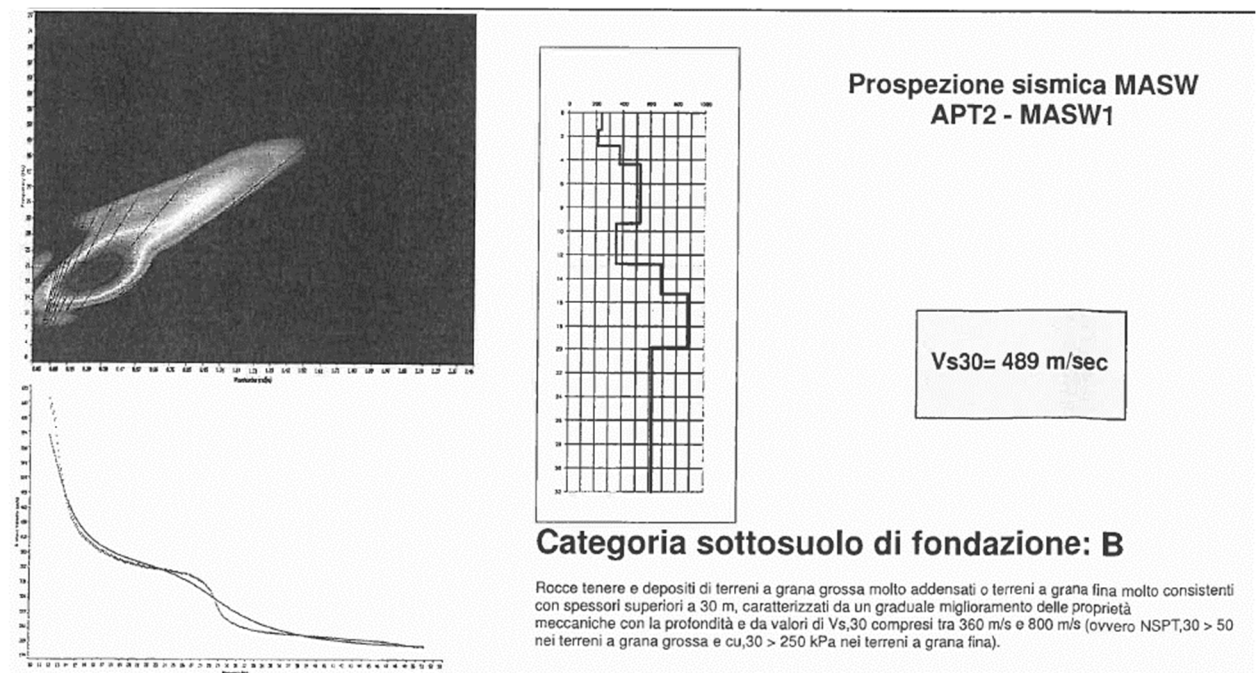


Figura 3.8 prova sismica MASW

A completamento del quadro fornito dalle suddette indagini, per la caratterizzazione dei depositi presenti nell'area in oggetto sono state eseguite le seguenti ulteriori indagini (Figura 3.9):

- N° 2 prove penetrometriche statiche tipo CPT (Cone Penetration Test) approfondite fino a rifiuto;
- N° 1 prova sismica tipo HVSR (si veda INQUADRAMENTO SISMICO).

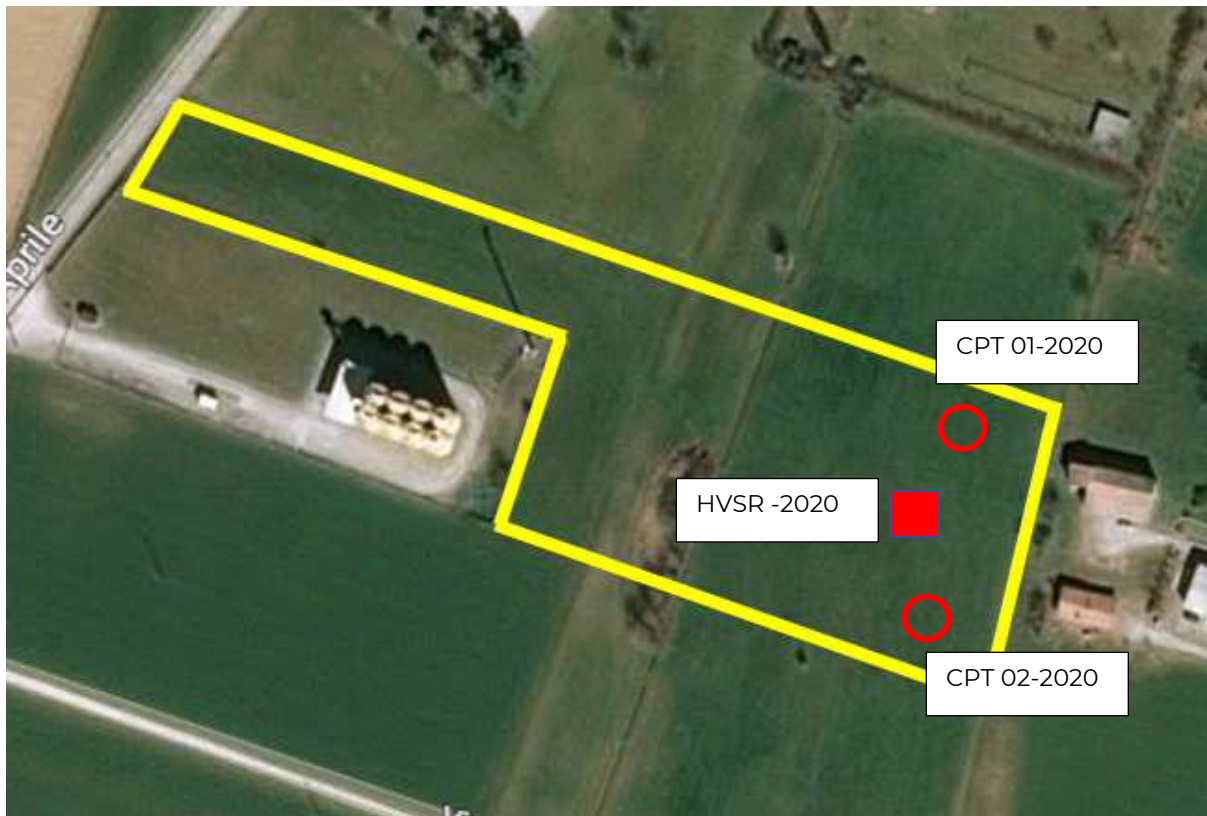


Figura 3.9 indagini geognostiche e sismiche 2020

Durante l'esecuzione delle prove CPT sono stati acquisiti, per ogni approfondimento di 20 cm, i valori di  $R_p$  (resistenza alla punta) e di  $R_l$  (resistenza laterale).

Nell'ambito della caratterizzazione geologico-geotecnica del sottosuolo dell'area oggetto di studio è stata svolta un'analisi interpretativa sui risultati delle prove penetrometriche CPT-2020. La nutrita bibliografia esistente in letteratura consente di utilizzare le equazioni empirico-sperimentali che meglio si adattano al contesto geologico in oggetto, per redarre la stratigrafia geotecnica delle verticali attraversata dalle prove C.P.T.; nel caso in oggetto si è scelta la correlazione di ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (1977), le stratigrafie sono riportate in Figura 3.10 e Figura 3.11; l'analisi è stata condotta seguendo una scansione corrispondente alla stratimetria, con lo scopo di ottenere, per ciascun parametro geotecnico, il valore medio ( $V_m$ ) per ciascun orizzonte litologico individuato, prendendo in considerazione tutti i dati ad esso relativi. All'interno dell'**Allegato 01 "Tabulati prove penetrometriche e correlazioni geotecniche"**, sono riportati i dati geotecnici calcolati secondo il passo strumentale dello strumento (20 cm); gli stessi saranno utilizzati per il calcolo dei valori caratteristici come illustrato nel capitolo geotecnico.

Committente: LITO SRL  
Cantiere: AMBITO APT2 - comparto FUTURA  
Località: Basilicogiano

Data: 07/03/2020



Scala profondità 1:14 - Qc: 1 cm=56.26 Kg/cm² - Fs: 1 cm=0.65 Kg/cm² -

Figura 3.10 log e stratigrafia prova CPTI-2020



Committente: LITO SRL  
 Cantiere: AMBITO APT1 - comparto FUTURA  
 Località: Basilicogioiano

Data: 07/03/2020

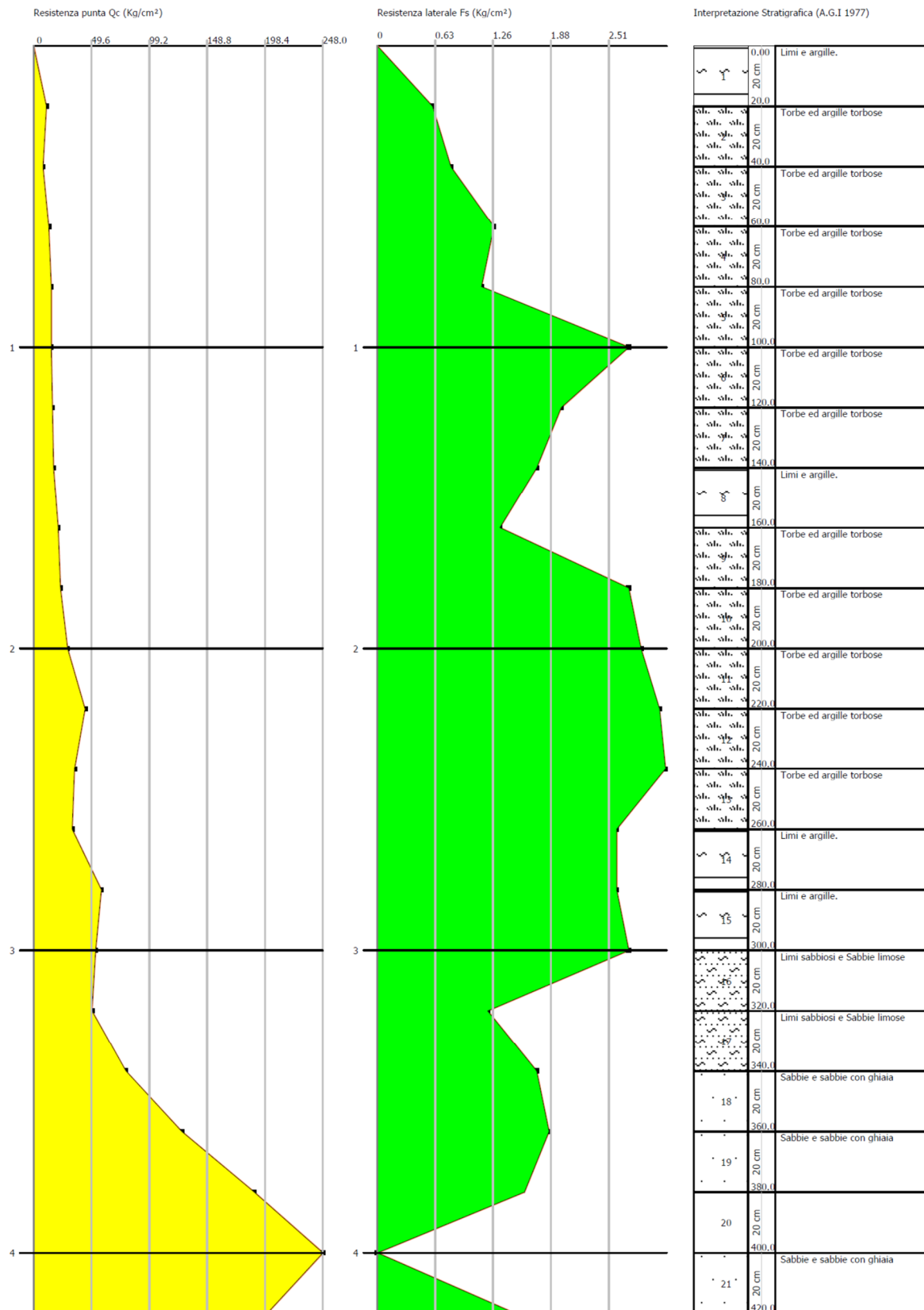


Figura 3.11 log e stratigrafia prova CPT2-2020

### 3.3.2 Analisi degli aspetti idrogeologici dell'area

Le conoidi alluvionali appenniniche si trovano nella zona dove i depositi grossolani (ghiaie e sabbie) di canale fluviale sono amalgamati tra loro a formare dei corpi tabulari coalescenti.

Nella pianura parmense i serbatoi acquiferi si sono formati, a partire da circa un milione di anni fa, all'interno di un sistema deposizionale di delta-conoide attribuibile ad un Paleo-Fiume Taro, il Gruppo Acquifero C. In seguito, nel Pleistocene medio-superiore, altri serbatoi si sono formati all'interno delle piane e delle conoidi alluvionali dei Fiumi Po, Taro, Parma, Enza, Baganza e Stirone: i Gruppi Acquiferi A e B. Mentre il gruppo acquifero C rappresenta un acquifero monostrato indifferenziato, i gruppi A e B sono molto più complessi in quanto formati dalla sovrapposizione di differenti sistemi deposizionali (Figura 3.12).

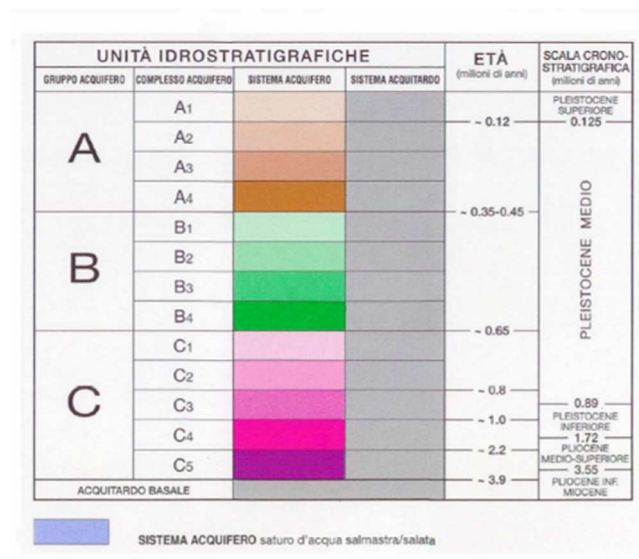


Figura 3.12 – Gruppi acquiferi

L'Unità Idrostratigrafico-Sequenziale affiorante nell'area in esame e direttamente coinvolta dalle opere di fondazione dell'intervento in progetto è denominata Gruppo Acquifero A, che ricalca il Sistema Emiliano Romagnolo superiore (450.000 - 350.000 anni BP).

Il Gruppo acquifero A è essenzialmente caratterizzato da:

- ghiaie e sabbie prevalenti nella pianura pedemontana;
- depositi prevalentemente fini argillosi e/o limosi attraversati in senso meridiano da corpi nastriformi di ghiaie e sabbie, nella pianura a crescita verticale;
- presenza di estese bancate sabbiose a sviluppo tabulare, a partire dall'allineamento dei centri frazionali di Paradigna e Bogolese fino all'asse fluviale del Po.

Il gruppo Acquifero A è ulteriormente suddivisibile in 5 Complessi Acquiferi, riferibili ad altrettanti Sequenze Deposizionali Elementari, contrassegnati dal superiore all'inferiore, come di seguito elencato:

- Complesso Acquifero A0;
- Complesso Acquifero A1;
- Complesso Acquifero A2;
- Complessi Acquiferi A3 e A4

I complessi acquiferi direttamente coinvolti dall'intervento in esame sono il Complesso Acquifero A0 e il Complesso Acquifero A1. Il Complesso Acquifero A0 affiora estesamente in tutto il territorio comunale, ad eccezione di limitati settori nelle località di Marano e Bovarola, presentando da nord a sud uno spessore mediamente costante di circa 20 metri. È costituito da tre corpi ghiaiosi principali dei quali uno superiore con tetto attestato tra 0 e 4 metri dal piano campagna, uno intermedio con tetto posto alla profondità di 4 – 9 metri e, infine, uno inferiore con tetto oltre i 9 metri di profondità. Da nord a sud del territorio comunale i tre corpi ghiaiosi sono prima amalgamati tra loro poi separati da interstrati fini che aumentano progressivamente di spessore; nella porzione nord est del territorio comunale (presso l'area in studio) i corpi ghiaiosi sono sostituiti da terreni fini, dato confermato dai risultati delle indagini geognostiche.

**Le informazioni bibliografiche desunte dai pozzi della zona (P601 e P607) indicano una soggiacenza media dal piano di campagna di circa 10-11 m; All'interno delle prove eseguite negli anni 2010 e 2020, attestate comunque e profondità inferiori dal piano di campagna, la falda non è mai stata rinvenuta.**

### 3.3.3 Elementi di sintesi per la progettazione

L'analisi litostratigrafica e geotecnica eseguita sulla base delle informazioni geognostiche disponibili ha permesso di predisporre un modello geologico del sito che sostanzialmente è così descritto:

- **UNITA' LITOTECNICA N° 1:** è rappresentata da **terreni fini di natura argillosa**; la resistenza di tale unità è di tipo coesivo e lo spessore è variabile da 180 a 260 cm, misurato a partire dal piano di campagna;
- **UNITA' LITOTECNICA N° 2:** è rappresentata da un'orizzonte di spessore esiguo (variabile da 40 a 80 centimetri) di **limi sabbiosi e sabbie limose**, che segnalano la transizione al substrato grossolano di cui al punto successivo;
- **UNITA' LITOTECNICA N° 3:** è rappresentata dal **substrato sabbioso-ghiaioso**

L'analisi statistica eseguita per ciascuna UNITA' LITOTECNICA ha fornito i seguenti risultati (*Figura 3.13, Figura 3.14, Figura 3.15*):



ARGILLE (da p.c. a -1,80/2,60 m)							
UL1	Y		Y <sub>sat</sub>		c <sub>u</sub>		E <sub>d</sub>
	t/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kPa	kg/cm <sup>2</sup> kPa
CPT1	1.82	17.85	1.90	18.63			24.00 2353.60
	1.87	18.34	1.95	19.12	0.55	53.94	33.00 3236.20
	1.89	18.53	1.97	19.32	0.60	58.84	36.00 3530.40
	1.85	18.14	1.93	18.93	0.50	49.03	30.00 2942.00
	1.91	18.73	1.99	19.52	0.70	68.65	42.00 4118.80
	1.94	19.02	2.02	19.81	0.85	83.36	51.00 5001.39
	1.99	19.52	2.07	20.30	1.15	112.78	69.00 6766.59
	2.04	20.01	2.12	20.79	1.50	147.10	90.00 8825.99
	2.01	19.71	2.09	20.50	1.25	122.58	75.00 7354.99
CPT2	1.82	17.85	1.90	18.63	0.40	39.23	24.00 2353.60
	1.90	18.63	1.98	19.42	0.65	63.74	39.00 3824.60
	1.92	18.83	2.00	19.61	0.75	73.55	45.00 4412.99
	1.92	18.83	2.00	19.61	0.75	73.55	45.00 4412.99
	1.93	18.93	2.01	19.71	0.80	78.45	48.00 4707.19
	1.94	19.02	2.02	19.81	0.85	83.36	51.00 5001.39
	1.99	19.52	2.07	20.30	1.15	112.78	69.00 6766.59
	2.03	19.91	2.11	20.69	1.45	142.20	87.00 8531.79
	2.10	20.59	2.18	21.38			132.00 12944.78
	2.06	20.20	2.14	20.99			105.00 10296.99
	2.05	20.10	2.13	20.89			99.00 9708.59
VALORI MEDI	1.95	19.11	2.03	19.90	0.87	85.20	59.70 5854.57
VALORI MIN.	1.82	17.85	1.90	18.63	0.48	46.58	24.00 2353.60

Figura 3.13 – unità litotecnica n° 1

LIMI SABBIOSI E LIMI ARGILLOSI (da -1,80/2,60 m a -2,20/3,40)							
UL2	Y		Y <sub>sat</sub>		φ'	E <sub>d</sub>	
	t/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	°	kg/cm <sup>2</sup>	kPa
CPT1	1.79	17.55	2.09	20.50	37.92	72.00	7060.79
	1.80	17.65	2.10	20.59	42.00	189.00	18534.58
CPT2	1.80	17.65	2.10	20.59	37.49	87.00	8531.79
	1.80	17.65	2.10	20.59	36.74	79.50	7796.29
	1.80	17.65	2.10	20.59	36.17	75.00	7354.99
	1.80	17.65	2.10	20.59	38.26	118.50	11620.89
VALORI MEDI	1.80	17.64	2.10	20.58	38.10	103.50	10149.89
VALORI MIN.	1.79	17.58	2.09	20.52	36.31	72.75	7134.34

Figura 3.14 – unità litotecnica n° 2

SABBIE E GHIAIE							
UL3	Y		Y <sub>sat</sub>		φ'	E <sub>d</sub>	
	t/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	°	kg/cm <sup>2</sup>	kPa
CPT1	1.90	18.63	2.20	21.57	45.00	268.50	26330.87
	1.80	17.65	2.10	20.59	45.00	106.50	10444.09
	1.90	18.63	2.20	21.57	45.00	276.00	27066.37
	1.90	18.63	2.20	21.57	45.00	409.50	40158.25
	1.90	18.63	2.20	21.57			
CPT2	1.90	18.63	2.20	21.57	40.45	190.50	18681.68
	1.90	18.63	2.20	21.57	42.00	283.50	27801.87
	1.90	18.63	2.20	21.57	42.00	300.00	29419.97
VALORI MEDI	1.89	18.51	2.19	21.45	43.49	262.07	25700.44
VALORI MIN.	1.84	18.00	2.14	20.94	40.92	131.70	12915.36

Figura 3.15 – unità litotecnica n° 3

In *Tabella 3.1* si riportano i **valori medi dei parametri geotecnici** per gli strati individuati.

U.L.	Intervallo profondità	$\gamma$	$\gamma_{\text{saturato}}$	Cu	$\phi'$	Ed
n°	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	(°)	KN/m <sup>2</sup>
1	p.c. – 1,80/2,60	19,11	19,90	85,20		5854,57
2	1,80/2,60– 2,20/3,40	17,64	20,58		38,10	10149,89
3	➤ 2,20/3,40	18,51	21,45		43,49	25700,44

*Tabella 3.1 Parametri geotecnici medi*

#### 4. INQUADRAMENTO SISMICO

Nel presente capitolo si è proceduto all'analisi degli aspetti sismici dei terreni interessati dall'intervento per la definizione dell'input sismico da utilizzare nella progettazione strutturale.

In accordo con le prescrizioni riportate nel *"Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17.01.2018, nella Circolare 21.01.2019 n° 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"* di cui al D.M. 17.01.2018 e nella *Legislazione Sismica della Regione Emilia-Romagna*, si è proceduto allo studio della risposta sismica locale mediante specifiche analisi che, nel dettaglio, hanno fatto riferimento all'approccio semplificato basato sulla categoria di sottosuolo.

Lo studio eseguito ha analizzato i seguenti punti:

- quadro normativo di riferimento;
- sismicità del territorio regionale e provinciale;
- pericolosità e classificazione sismica del territorio comunale di Montechiarugolo;
- microzonazione sismica del territorio comunale di Montechiarugolo;
- modellazione sismica del sito, con individuazione della categoria di sottosuolo, delle condizioni topografiche, vita nominale, classe d'uso e vita di riferimento dell'opera in progetto ed infine definizione delle forme spettrali come da NTC 2018.

Le risultanze dello studio hanno consentito di eseguire la caratterizzazione sismica del sito come da Vigente Normativa, ai fini di fornire alla progettazione strutturale i parametri di input sismico necessari per una corretta progettazione delle opere in cemento armato.

##### 4.1 Quadro normativo di riferimento

- Regione Emilia-Romagna - Legge regionale 21 dicembre 2017, n. 24 Disciplina regionale sulla tutela e l'uso del territorio. Testo integrale sul BURERT n. 304 del 21/12/2017
- Regione Emilia-Romagna - L.R. 31/2002 "Disciplina generale dell'edilizia" e ss.mm.ii.
- Regione Emilia-Romagna - L.R. 30 luglio 2013, n.15 Semplificazione della disciplina edilizia.
- Ordinanza PCM n° 3274/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e ss.mm.ii.
- Regione Emilia-Romagna - Deliberazione di G.R. n° 1435 del 21/07/2003 "Prime disposizioni di attuazione dell'Ordinanza del PCM n. 3274/2003.
- Regione Emilia-Romagna - D.G.R. n. 1677 del 24/10/2005 "Prime indicazioni applicative in merito al D.M. del 14 settembre 2005 (Norme tecniche per le costruzioni)
- Regione Emilia-Romagna - Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna con deliberazione n° 112 del 2 maggio 2007 - "Atto di indirizzo e



coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c.1, della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" – oggetto n° 2131.

- Decreto Ministeriale 17.01.2018 Testo Unitario – "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"

- Circolare 21.01.2019 n° 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17.01.2018.

- Regione Emilia-Romagna - D.G.R. n. 630/2019 del 29 aprile 2019 - "Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale e urbanistica (artt. 22 e 49, LR 24/2017)"

- Regione Emilia-Romagna – Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16 comma 1 della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica"

- Regione Emilia-Romagna - Testo coordinato della Legge regionale 30 ottobre 2008, n. 19 "Norme per la riduzione del rischio sismico" con le modifiche apportate dalla L.R. 6 luglio 2009, n. 6 pubblicata sul B.U.R. n. 44 del 12/03/2010.

- Regione Emilia-Romagna - Circolare illustrativa prot. N. PG/09/228337 del 13 ottobre 2009 - "Conclusione del regime transitorio delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D. M. 14 gennaio 2008 ed illustrazione dell'art. 64, comma 7, della L.R. n. 6 del 2009"

- Regione Emilia-Romagna - Circolare illustrativa prot. N. PG/10/114855 del 27 aprile 2010 - "Disciplina delle varianti in corso d'opera ai fini della riduzione del rischio sismico"

- Regione Emilia-Romagna - Circolare illustrativa prot. N. PG/10/0194001 del 29 luglio 2010 *"Vademecum sulle procedure di vigilanza e controllo delle costruzioni ai fini della riduzione del rischio sismico (Titolo IV della L.R. n. 19/2008)"*

## **4.2 Classificazione sismica del Comune di Montechiarugolo**

Negli ultimi 20 anni sono stati condotti in Italia numerosi progetti di ricerca multidisciplinari (geologia, geofisica, sismologia) volti a ricostruire la storia tettonica passata ed attuale della penisola italiana. Lo scopo finale era quello di definire le caratteristiche sismogenetiche del territorio e, di conseguenza, la sua pericolosità sismica. Tali progetti hanno portato alla suddivisione del territorio della penisola italiana in una serie di zone all'interno delle quali si dovrebbero manifestare attività sismogenetiche con uno specifico stile tettonico prevalente e con tassi di sismicità e distribuzioni di magnitudo costanti nel tempo, almeno su periodi dell'ordine del millennio.

L'INGV, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, ha messo a punto un database delle sorgenti sismogenetiche sia individuali (porzioni di faglie che si muovono durante i terremoti) sia composite su tutto il territorio italiano, disponibile sul sito <http://diss.rm.ingv.it/diss>. I limiti delle sorgenti sono stati definiti sulla base delle informazioni tettoniche e geologico-strutturali e delle differenti caratteristiche della sismicità, quali distribuzione spaziale e frequenza degli eventi, massima magnitudo ecc.

Il territorio del Comune di Montechiarugolo ricade all'interno della sorgente sismogenetica ITCS009 "Busseto-Cavriago", come indicato nel Database DISS Versione3 dell'INGV, detta sorgente è caratterizzata dai seguenti parametri:

- minima profondità 2 km,
- max profondità 8 km,
- max magnitudo 5.6 Mw,
- velocità di scorrimento 0.1 – 0.5 mm/anno.

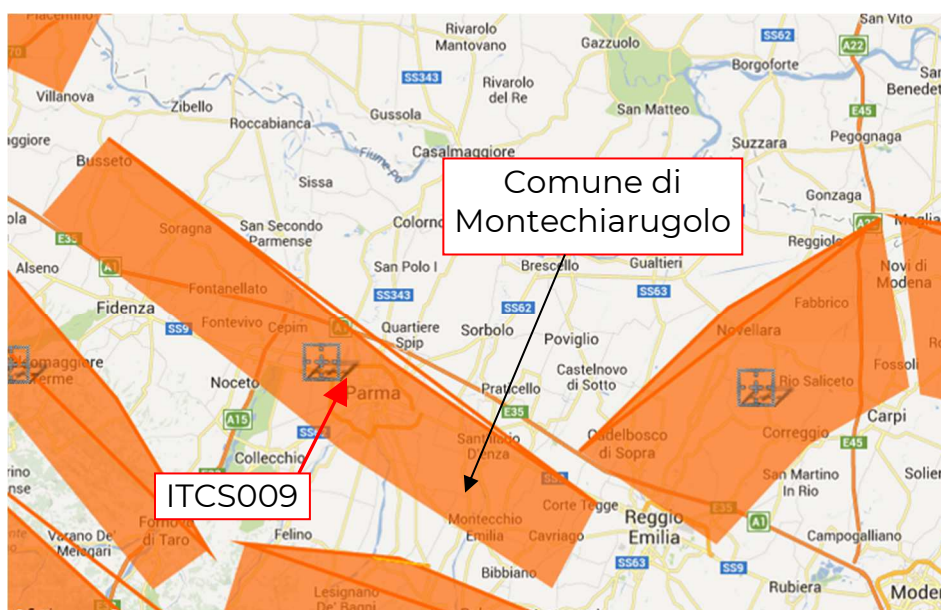


Figura 4.1 - Sorgente sismogenetica ITCS009 - DISS Working Group (2010) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.1.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. <http://diss.rm.ingv.it/diss/>

Per la valutazione della pericolosità sismica di base, il primo elaborato di riferimento è rappresentato dalla "Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale", elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e recepita dall'OPCM n° 3519 del 2005.

Successivamente tale Mappa è stata revisionata e quella definitiva è stata approvata con OPCM n° 3519 del 28 aprile 2006 (all. 1b) e pubblicata in G.U. n° 108 del 11.05.2006.

In tale mappa sono indicati i valori di accelerazione di picco al suolo  $a(g)$  con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (corrispondente ad un Tempo di ritorno di 475 anni) riferita a suoli molto rigidi ( $V_{s30} > 800$  m/s, Cat. A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005) per l'intero territorio nazionale. L'accelerazione orizzontale massima del suolo come definita dall'OPCM 3519/2006, corrisponde a quella che in ambito internazionale viene chiamata PGA.

Successivamente l'INGV ha predisposto un servizio di consultazione on-line sul sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it> che consente di visualizzare mappe probabilistiche della pericolosità sismica del territorio nazionale, interrogabile su diversi parametri

dello scuotimento su griglia regolare a passo  $0,05^\circ$  (Figura 4.2). Le mappe in questione riportano due distinti parametri dello scuotimento:  $a(g)$  (accelerazione orizzontale massima del suolo) e  $Se(T)$  (Spettro di risposta Elastico in funzione del periodo  $T$ , in accelerazione).

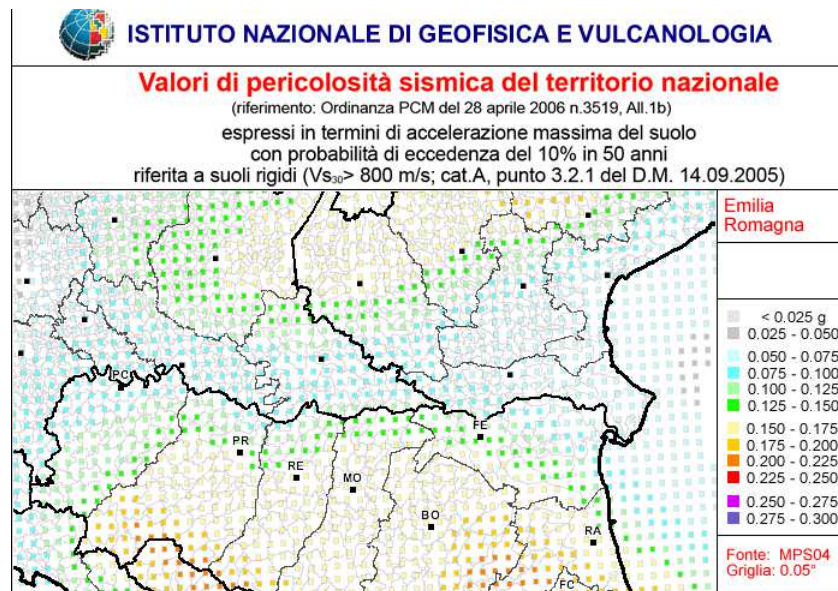


Figura 4.2 Mappe consultabili sul sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it>

Si è provveduto a visualizzare e consultare le mappe relative al Comune di Montechiarugolo: in Figura 4.3 è riportato l'estratto della Mappa di pericolosità sismica per il territorio del comunale espressa in termini di  $a(g)$  e probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni ( $TR = 475$  anni).

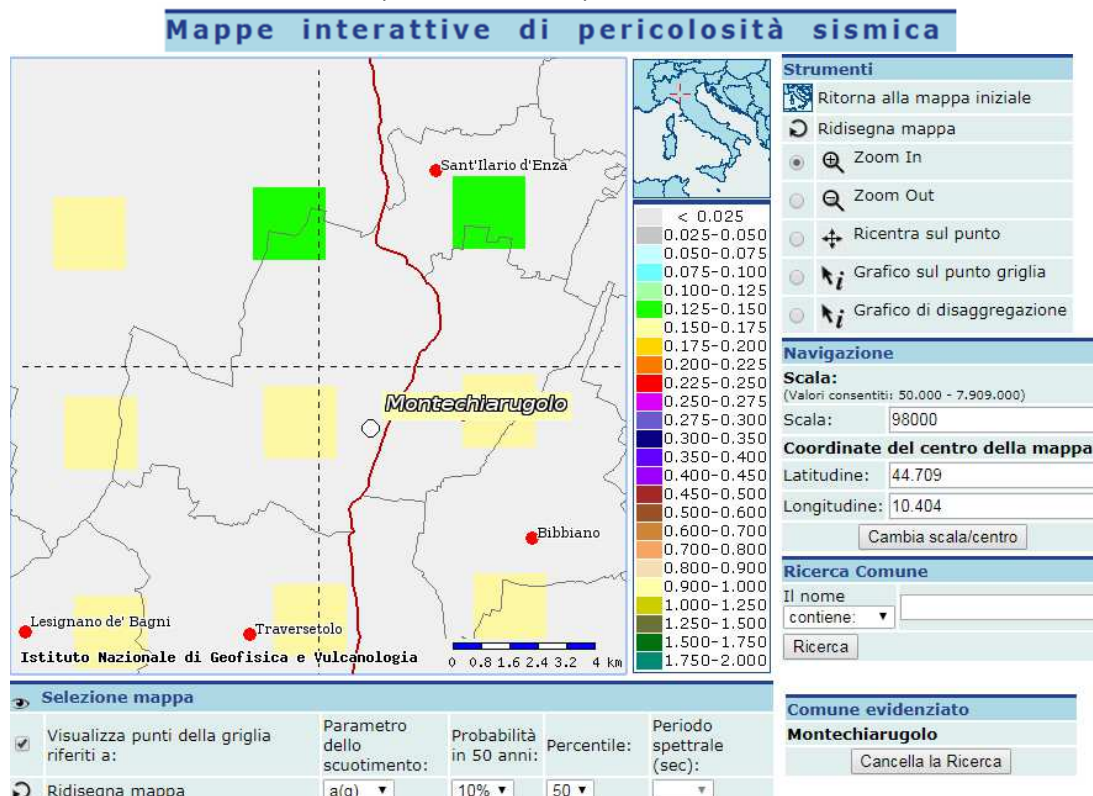


Figura 4.3 Mappa pericolosità sismica Comune di Montechiarugolo



Dalla carta si evince che il territorio del Comune di Montechiarugolo ricade in un areale in cui si possono verificare terremoti caratterizzati da un'accelerazione massima del suolo ( $a_{max}$ ) pari a  $0.150 \div 0.175 g$ .

Tali valori sono coerenti con quanto riportato nell'**Allegato A4 della D.A.L. Regione Emilia- Romagna n° 112 del 2.5.2007**, che attribuisce al Comune di Montechiarugolo un valore di accelerazione di piccolo al suolo  $a_g$  (con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) di **0.156 g**.

Secondo la Classificazione Sismica del Territorio Italiano con la pubblicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (Supplemento Ordinario n. 72 della G.U. n. 105 del 8.05.2003) **il Comune di Montechiarugolo risulta classificato nella zona 3 (grado di pericolosità basso)**.

A tale zona, considerata con "grado di sismicità bassa" ( $S = 6$ ), risulta assegnato un intervallo di valori dell'accelerazione di picco orizzontale del suolo ( $a_g$ ), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, ed in particolare, ai fini della determinazione delle azioni sismiche, risulta assegnato un valore ( $a_g/g$ ), di ancoraggio dello spettro di risposta elastico, pari a: 0,15.

#### 4.3 Microzonazione sismica Comune di Montechiarugolo

Con riferimento allo studio di microzonazione sismica allegato al PUG del Comune di Montechiarugolo e redatto dallo studio ENGEO, si riportano le principali evidenze relative all'ambito oggetto di studio.

CARTA GEOLOGICO-TECNICA: l'ambito è censito in area **Mltf**, cioè con terreni superficiali costituiti da limi inorganici, farina di roccia, sabbie fini limose o argillose, limi argillosi di bassa plasticità.

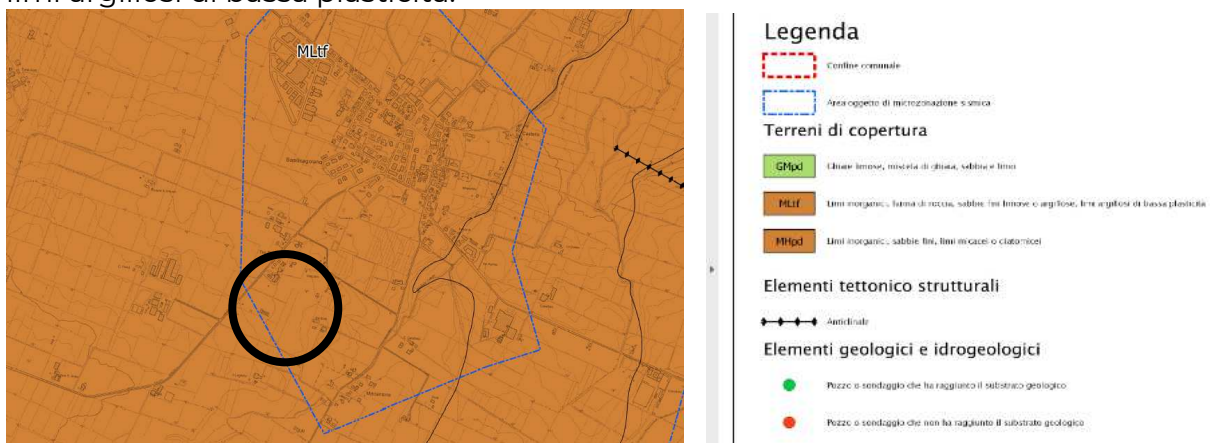


Figura 4.4 MS carta geologico-tecnica

CARTA DELLE FREQUENZE NATURALI DEL TERRENO: l'ambito in oggetto è caratterizzato da frequenza di risonanza principale pari 14 Hz (contrasto di impedenza elevato).



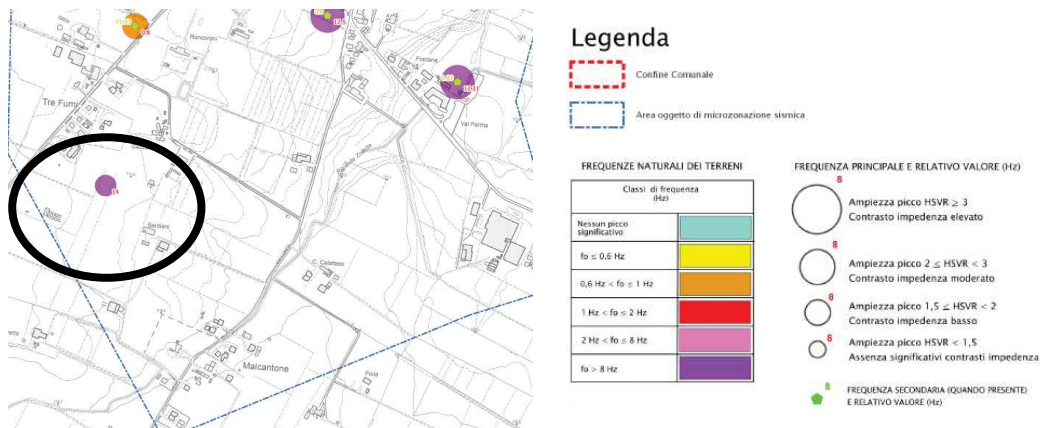


Figura 4.5 MS carta frequenze naturali del terreno

CARTA DELLE MICROZONE OMOGENEE IN PROSPETTIVA SISMICA (MOPS): l'ambito in oggetto ricade nelle zone classificate 2001, cioè quelle contraddistinte da successione stratigrafica con alternanze di orizzonti a tessitura fine (argille e limi) e orizzonti a tessitura grossolana (ghiaie e ciottoli) sormontati da una coltre di copertura a tessitura fine con spessore medio di 5 m

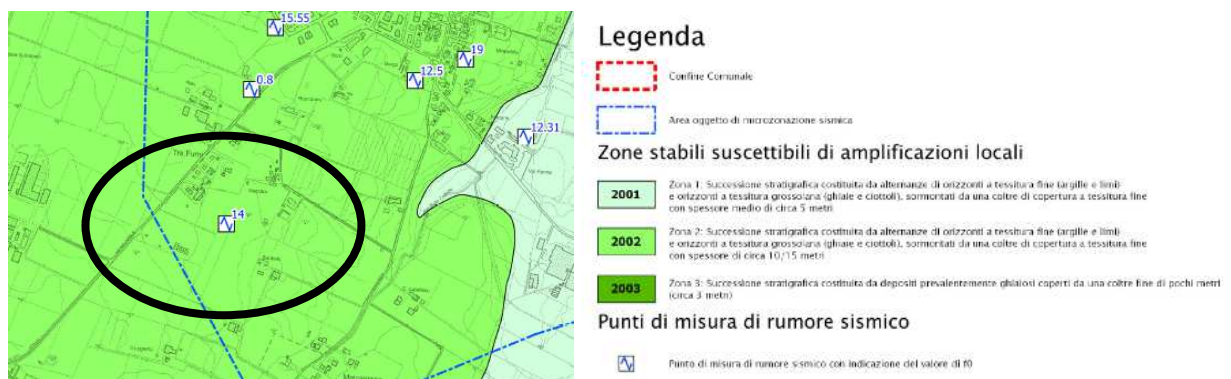


Figura 4.6 MS carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS)

CARTA DELLA VELOCITA' DELLE ONDE S (Vs): l'ambito in oggetto è caratterizzato da una prova MASW con valori di Vs nei primi 30 metri dal p.c. pari a 489 m/s

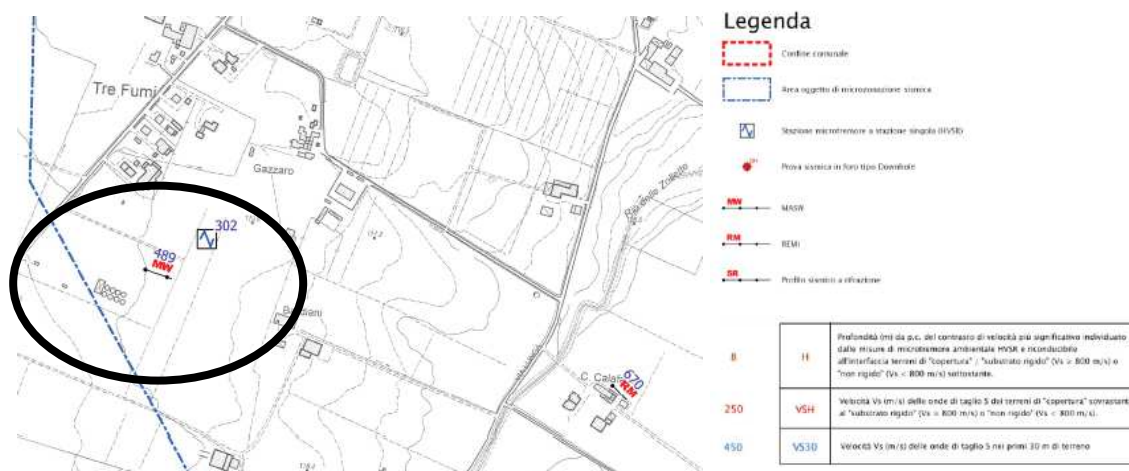


Figura 4.7 MS carta della velocità delle onde S (Vs)

CARTA DELLA MICROZONAZIONE SISMICA FA pga: l'ambito in oggetto ricade in area con FA compreso tra 1,1 e 1,2

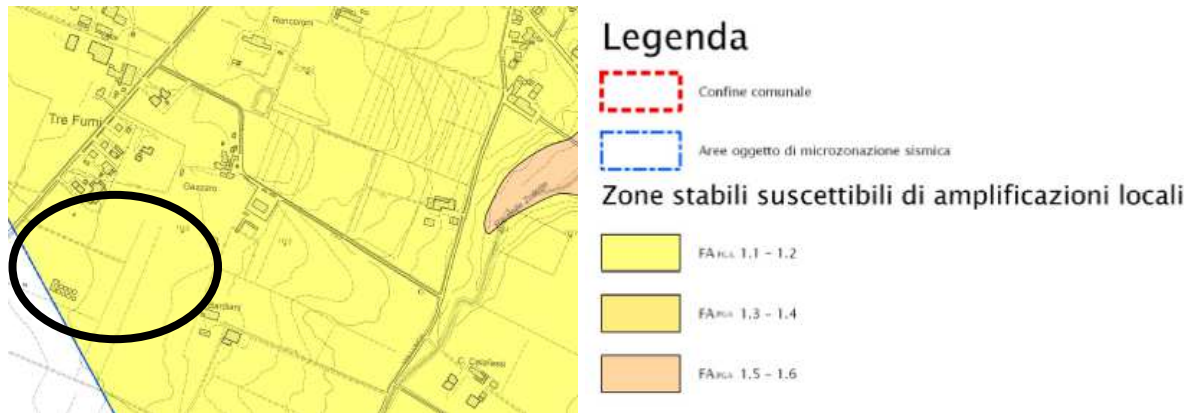


Figura 4.8 MS carta della microzonazione sismica FA pga

CARTA DELLA MICROZONAZIONE SISMICA FA IS 0,1-0,5 s: l'ambito in oggetto ricade in area con FA compreso tra 1,1 e 1,2

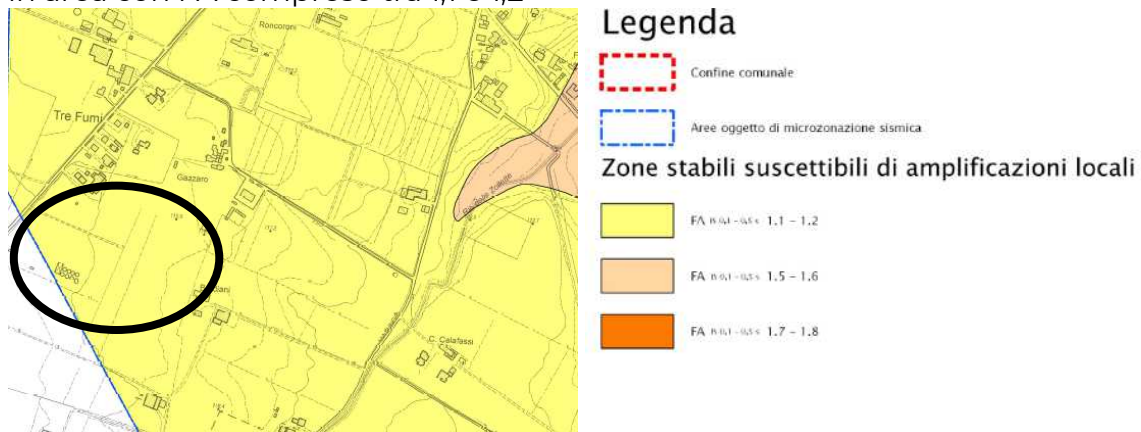


Figura 4.9 MS carta della microzonazione sismica FA IS 0,1 - 0,5 s

CARTA DELLA MICROZONAZIONE SISMICA FA IS 0,5-1,0 s: l'ambito in oggetto ricade in area con FA > 3,5

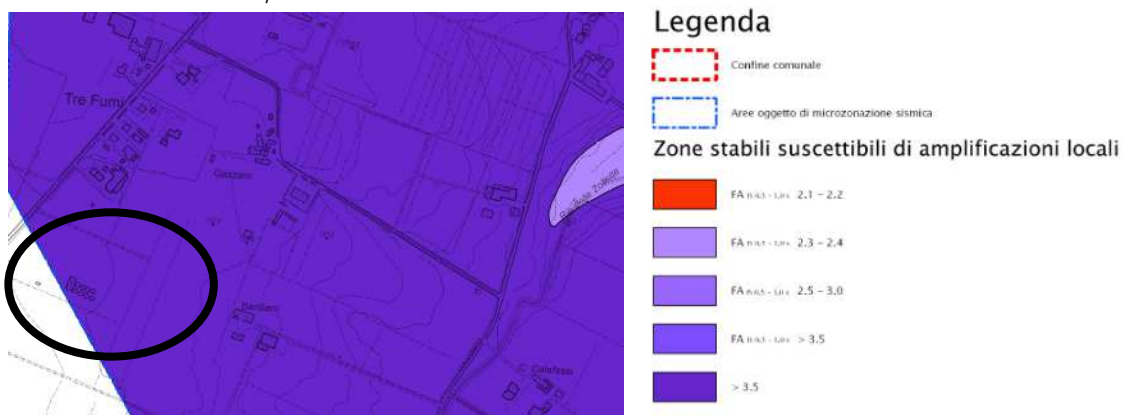


Figura 4.10 MS carta della microzonazione sismica FA IS 0,5 - 1,0 s

CARTA DELLA MICROZONAZIONE SISMICA FA IS 1,0-1,5 s: l'ambito in oggetto ricade in area con FA > 3,5

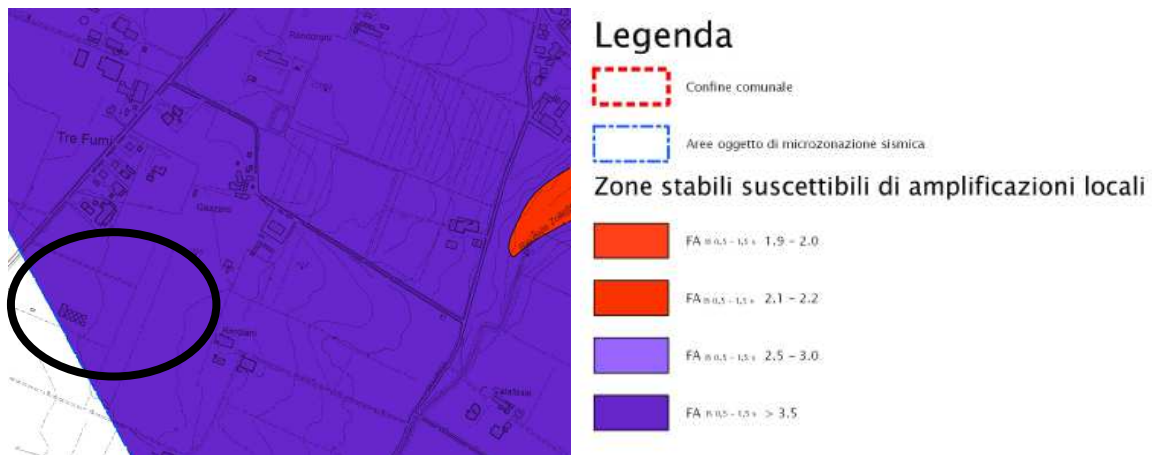


Figura 4.11 MS carta della microzonazione sismica FA 1,0 – 1,5 s

#### 4.4 Modellazione sismica del sito

Con l'entrata in vigore del decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni, **oggi aggiornate al DM 17/01/2018**) la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “sito dipendente” e non più tramite un criterio “zona dipendente”.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “*pericolosità sismica di base*” del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo (“periodo di riferimento” VR espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento” PVR.

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A), con superficie topografica orizzontale (categoria TI);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

##### 4.4.1 Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In mancanza di tali studi si può far riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento (Tabella 4.1 e Tabella 4.2).

La classificazione deve riguardare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato rigido di riferimento (bedrock), ovvero quelli presenti ad una profondità commisurata all'estensione ed all'importanza dell'opera.



CLASSE	DESCRIZIONE
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di <b>Vs,30</b> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <b>Vs,30</b> compresi tra 360 m/s e 800 m/s ( <b>NSPT,30</b> > 50 nei terreni a grana grossa e <b>cu,30</b> > 250 kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <b>Vs,30</b> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con valori di <b>15 &lt; NSPT,30 &lt; 50</b> nei terreni a grana grossa e <b>70 &lt; cu,30 &lt; 250 kPa</b> nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <b>Vs,30</b> inferiori a 180 m/s ( <b>NSPT,30</b> < 15 nei terreni a grana grossa e <b>cu,30</b> < 70 kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con <b>Vs</b> > 800 m/s).

Tabella 4.1 - Categorie di sottosuolo

CLASSE	DESCRIZIONE
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di <b>Vs,30</b> inferiori a 100 m/s (ovvero <b>10 &lt; cu,30 &lt; 20 kPa</b> ), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 4.2 - Categorie di sottosuolo speciali

Per la determinazione della categoria di sottosuolo ci si è basati sulle seguenti informazioni:

- Indagine MASW1 eseguita nell'ambito APT2 nell'anno 2010;
- Indagini HVSR eseguita nell'area oggetto di intervento nell'anno 2020.

La MASW1 reperita, eseguita nell'ambito APT2 nel 2010, aveva fornito un valore di Velocità Equivalente (*Figura 4.12*) pari a 489 m/sec corrispondente alla Categoria B.

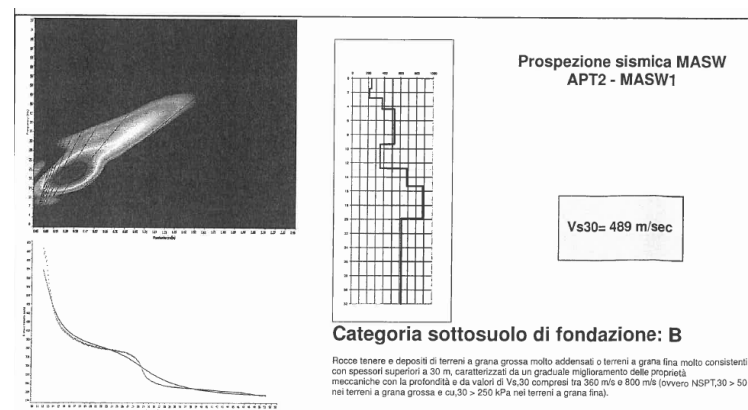


Figura 4.12 prova sismica MASW ambito APT2



La prova HVSR eseguita nell'area oggetto di intervento (**Allegato 02 - Prova sismica HVSR - Figura 4.14**) ha fornito un valore di **Velocità Equivalente pari a 306 m/s** (Figura 4.13).

Per **velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio** si intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati nei primi metri di profondità **dal piano di posa della fondazione**, secondo la relazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h(strato)}{V_s(strato)}}$$

Dove  $N$  è il numero di strati individuabili nei primi metri di suolo, ciascuno caratterizzato dallo spessore  $h(strato)$  e dalla velocità delle onde S  $V_s(strato)$ .

Per  $H$  si intende la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Figura 4.13 definizione di velocità equivalente

L'indagine sismica HVSR appositamente eseguita per il presente lavoro permette di attribuire al sito oggetto di studio una **Categoria C** corrispondente, secondo quanto dettato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17 gennaio 2018) a:

**“Depositi 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  $V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT_{30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu_{30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina)”.**

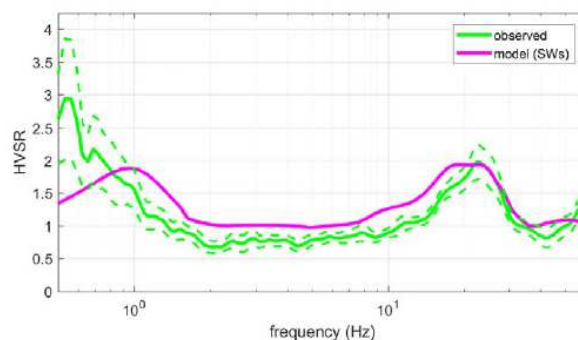
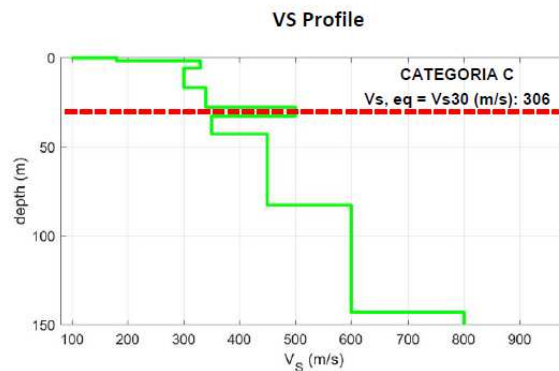


Tabella C - Picchi delle frequenze di risonanza determinate dalle prove HVSR negli intervalli di frequenze di interesse ingegneristico.

PICCHI DELLA FREQUENZA IN SITO (da 0, 5 a 20 HZ) DA PROVE HVSR						
N°PROVA	CRITERI SESAME Reliable H/V Curve	CRITERI SESAME Clear H/V Peak	PICCHI PRINCIPALE: F0 SECONDARIO: F1	FREQUENZA [Hz]	VALORE DEL RAPPORTO H/V	QUALITÀ MISURA
HVSR1	3 su 3	2 su 6	F0 F1	0,5 +/- 2,1 ~	2,9 +/- 0,9 ~	B2

Tabella D - Stratigrafia sismica e parametri determinati.

Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Velocità onde di taglio	Rapporto di Poisson
1	0	0,4	100	0,40
2	0,4	1,6	180	0,35
3	2,0	4,0	330	0,35
4	6,0	11,0	300	0,35
5	17,0	11,0	340	0,35
6	28,0	5,0	500	0,35
7	33,0	10,0	350	0,30
8	43,0	40,0	450	0,20
9	83,0	60,0	600	0,25
10	143,0	Inf.	800	0,20



C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180m/s e 360m/s.

Figura 4.14 Prova HVSR

#### 4.4.2 Condizioni topografiche

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata in Tabella 4.3; per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con lunghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con lunghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 4.3 Categorie topografiche

**Al sito, caratterizzato da superfici pianeggianti, è stata attribuita una categoria topografica T1.**

#### 4.4.3 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

La **vita nominale** di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere

usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tabella 4.4 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Tabella 4.4 Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

**Le opere trattate nel presente progetto sono attribuibili al tipo di costruzione 2, con vita nominale  $V_N$  pari a 50 anni;** la vita di esercizio dell'immobile in oggetto può essere ragionevolmente stimata in circa 50 anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in **classi d'uso** così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

**- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.**

- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

#### **La costruzione oggetto di intervento rientra in classe d'uso II.**

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento **VR** che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso CU :

$$VR = V_N \times CU$$

Il valore del coefficiente d'uso CU dipende della classe d'uso come definito nel cap. 2 delle NTC del 2008 (Figura 4.15).

Tabella C8.1 Periodo di riferimento dell'azione sismica  $V_R = V_N C_U$  (anni)

TIPI DI COSTRUZIONE	$V_N$	Classe d'uso →			
		I	II	III	IV
		Coeff. $C_U$ →			
		0,70	1,00	1,50	2,00
		$V_R$			
<b>1</b> Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	10	35	35	35	35
<b>2</b> Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	50	35	50	75	100
<b>3</b> Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	100	70	100	150	200

Figura 4.15 Calcolo  $V_R$  come da Tabella NTC 2008

Sulla base di quanto sopra si evince che, nel caso in esame, il periodo di riferimento  $V_R$  è:

$$V_R = V_N \times C_U = >50 \text{ anni} \times 1,00 = \underline{>50 \text{ anni}}$$

#### 4.4.4 Definizione delle forme spettrali definite dal DM 14.1.08 (ag Fo Tc)

La pericolosità sismica costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. È definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa **ag** in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A**), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente **Se (T)**, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza **P<sub>VR</sub>**, nel periodo di riferimento **V<sub>R</sub>**. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della nuova normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento **P<sub>VR</sub>**, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

**ag** accelerazione orizzontale massima al sito;

**F<sub>o</sub>** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

**T<sub>c</sub>\*** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.



In allegato alla normativa, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di **ag**, **F<sub>o</sub>** e **T<sub>c</sub>\*** necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Nel presente studio è stato utilizzato un programma online, associato al sistema Google, che permette di ricavare i parametri sismici locali dell'area interessata dall'intervento.

Impostando come dati input una **classe II per le strutture previste, una vita nominale di 50 anni, una categoria di sottosuolo C e una categoria topografica T1**, ne risultano i parametri sismici seguenti (Figura 4.16):

**Azione sismica**

Calcolo coefficienti sismici

Accelerazione massima (ag/g) 0.227

Magnitudo M 0.0272

**Coefficienti sismici**

Coefficiente intensità sismico terreno Khk 0.0545

Coefficiente intensità sismico struttura Khi 0.1731

**Stati limite**

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Norminale 50

Interpolazione Media ponderata

**CU = 1**

Stato Limite	Tr [anni]	ag [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.049	2.470	0.243
Danno (SLD)	50	0.061	2.495	0.259
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.154	2.443	0.282
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.195	2.445	0.291
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

**Coefficienti sismici**

Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m) 1 us (m) 0.1

Cat. Sottosuolo C

Cat. Topografica T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,47	1,41
CC Coeff. funz. categoria	1,67	1,64	1,59	1,58
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.015	0.018	0.054	0.066
kv	0.007	0.009	0.027	0.033
Amax [m/s²]	0.724	0.902	2.215	2.692
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

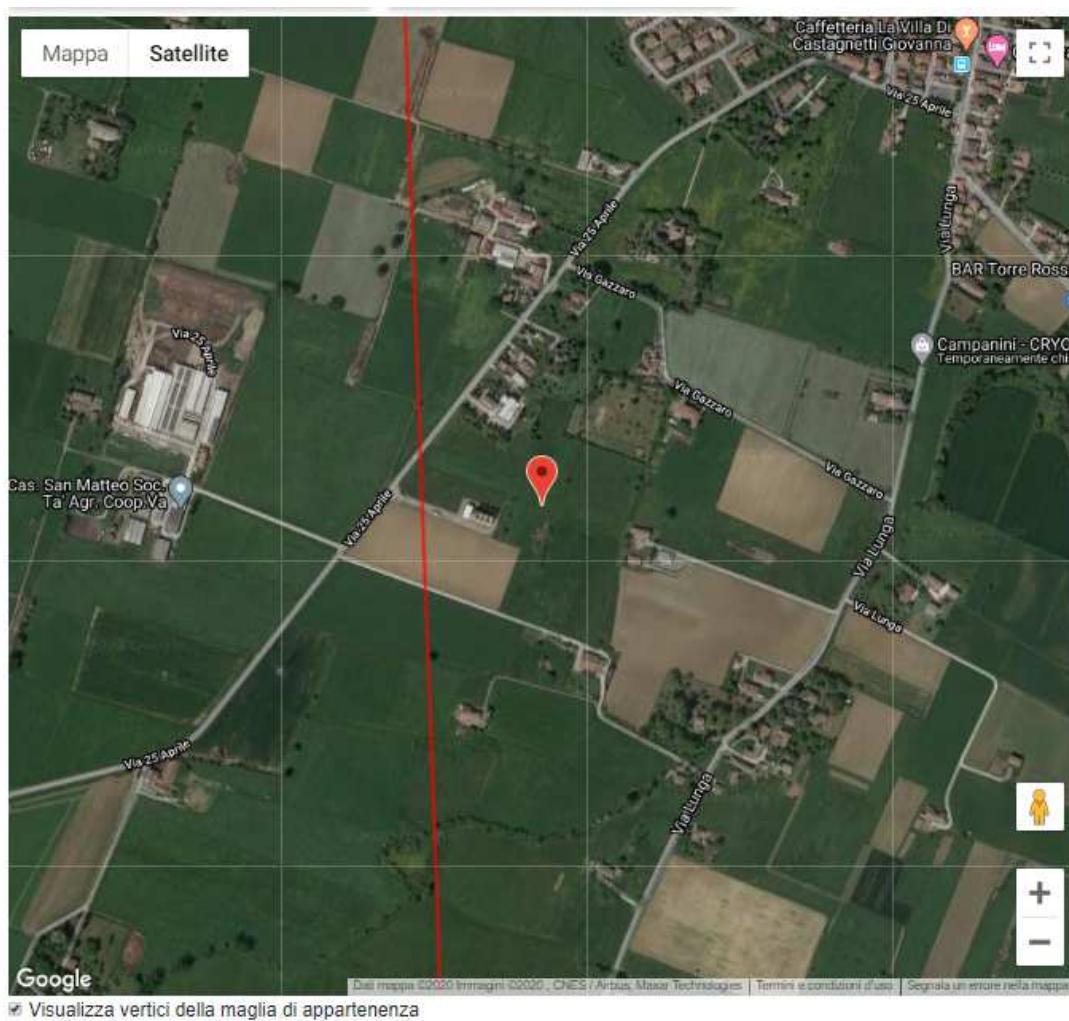


Figura 4.16 – Parametri sismici sito di intervento

## 5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel presente capitolo si è proceduto all'analisi degli aspetti geotecnici dei terreni interessati dalle opere in progetto e alle verifiche geotecniche di cui alle NTC2018 per la valutazione delle problematiche connesse alla realizzazione dell'opera.

In accordo con le prescrizioni riportate nell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (*Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17.01.2018 e Circolare 21.01.2019 n° 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni* di cui al D.M. 17.01.2018) e nella vigente Legislazione nazionale e locale, è stato eseguito uno studio finalizzato alla caratterizzazione geotecnica delle unità litotecniche e definizione dei valori caratteristici dei principali parametri geotecnici;

### 5.1 Quadro normativo di riferimento

- Ministero delle Infrastrutture e Trasporti  
Decreto 17.01.2018 Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Circolare 21.01.2019 n° 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici  
Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- Eurocodice 8 (1998)  
Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997)  
Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali - UNI
- Eurocodice 7.2 (2002)  
Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- Eurocodice 7.3 (2002)  
Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI
- Decreto Ministeriale 11.03.1988:  
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione
- R. D. L. 30 dicembre 1923 n° 3267 – Vincolo Idrogeologico  
Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani.

### 5.2 Definizione dei valori caratteristici $f_k$ dei parametri geotecnici

*Concetto dei valori caratteristici secondo l'Eurocodice 7*

L'Eurocodice 7: "Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules" [1], introduce il concetto dei valori caratteristici dei parametri geotecnici. Il valore caratteristico, inteso come una stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite in considerazione, dovrà essere utilizzato in qualsiasi

tipo di verifica geotecnica, che si tratti di SLU (stati limite ultimi ovvero potenziale presenza di una superficie di rottura) o di SLE (stati limite di esercizio ossia deformazioni di tipo elastico o di consolidazione a prescindere dallo stato di rottura).

L'EC7, al punto 2.4.5.2 2(P), definisce quanto segue:

*"Il valore caratteristico di un parametro geotecnico sarà scelto come una stima cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite".*

I punti salienti della precedente definizione sono i seguenti:

- Stima cautelativa: si tratta di una stima (il vocabolo prende in considerazione l'incertezza esistente in geotecnica dovuta alla notevole variabilità delle proprietà dei depositi nonché all'incertezza dovuta alle informazioni non complete generalmente a disposizione tramite prove in situ e di laboratorio), che deve essere a favore della sicurezza.

- Valore che influenza l'insorgere dello stato limite: il valore caratteristico è in funzione dello stato limite considerato, ad esempio la rottura del terreno al collasso verticale della fondazione. Se esaminiamo, invece della rottura al collasso verticale, la rottura allo slittamento, il valore del parametro geotecnico sarà generalmente diverso.

Definire il valore caratteristico significa pertanto scegliere il parametro geotecnico che influenza il comportamento del terreno in quel determinato stato limite, ed adottarne un valore, o stima, a favore della sicurezza.

Si pone in evidenza che l'unica metodologia delineata dall'EC7 per la definizione dei valori caratteristici è di natura statistica. Questa non è resa obbligatoria (come vedremo non costituisce un 'principio' e pertanto non deve essere necessariamente adottata dai singoli stati membro); tuttavia, non vengono esplicitamente espressi altri metodi di natura oggettiva, se non, al punto 2.4.5.2 12(P), l'eventuale utilizzo di tavole standardizzate (a discrezione degli stati membro). Il ricorso a valori caratteristici tabulati ha un costo, che consiste nella maggiorazione della cautela ed il conseguente sovradimensionamento delle strutture di fondazione.

#### *Determinazione valori caratteristici e di progetto*

Partendo dai valori medi dei parametri di resistenza al taglio (coesione e angolo di attrito) ricavati dalle indagini, già illustrati nei paragrafi precedenti, si è proceduto alla determinazione analitica dei **valori caratteristici**.

Per **valore caratteristico** s'intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento; assumere, per esempio, un valore caratteristico di  $28^\circ$  dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di non superamento del 5% (frattile 5%), vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore reale dell'angolo di attrito sia inferiore a  $28^\circ$ : quindi **il valore caratteristico  $k$  rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove.**

I valori caratteristici di  $c'$  e  $\varphi'$  sono determinabili con le seguenti relazioni:

$$(1) \varphi'_k = \varphi'_m (1 + X \cdot V_\varphi)$$

$$(2) c'_k = c'_m (1 + X \cdot V_c)$$

dove:

$\varphi'_k$  = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno;

$c'_k$  = valore caratteristico della coesione;

$\varphi'_m$  = valore medio dell'angolo di attrito;

$c'_m$  = valore medio della coesione;

$V_\varphi$  = coefficiente di variazione (COV) di  $\varphi'$ , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di  $\varphi'$ ;



$V_c$  = coefficiente di variazione (COV) di  $c'$ , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di  $c'$ ;

$X$  = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.



Figura 5.1 - Schema grafico ripreso da Ghersi, 2004 e Aiello, 2009

L'Eurocodice 7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano, un valore di  $X$  uguale a  $-1,645$ :

Frattile	50%	25%	10%	5%
$X$	0	0,674	1,282	<b>1,645</b>

Di conseguenza le precedenti relazioni diventano:

- (1)  $\varphi'_k = \varphi'_m (1 + X \cdot V_\varphi)$
- (2)  $c'_k = c'_m (1 + X \cdot V_c)$
- (3)  $\varphi'_k = \varphi'_m (1 - 1,645 V_\varphi^\circ)$
- (4)  $c'_k = c'_m (1 - 1,645 V_c^\circ)$

° coefficiente di variazione = rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori

In realtà, le **Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sulle Norme Tecniche** per le Costruzioni indicano che, nelle valutazioni che il geotecnico deve svolgere per una corretta scelta dei valori caratteristici, **può essere giustificato assumere valori prossimi a quelli medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità oppure quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti; tali condizioni si verificano nei terreni di sedime di fondazioni superficiali, in corpi di frana e in strutture rigide.**

Valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici sono maggiormente giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni meno resistenti del volume significativo, oppure nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti per insufficiente rigidità; è il caso dei terreni di base dei pali, delle verifiche a scorrimento di un muro.

U.L.	Intervallo profondità	$\gamma$	$\gamma_{\text{saturato}}$	Cu	$\phi'$	Ed
n°	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	(°)	kN/m <sup>2</sup>
1	p.c. – 1,80/2,60	17,85	18,63	46,58		2353,60
2	1,80/2,60– 2,20/3,40	17,58	20,52		36,31	7134,34
3	➤ 2,20/3,40	18,00	20,94		40,92	12915,36

Tabella 5.1 Parametri geotecnici minimi

### 5.3 Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

#### 5.3.1 Caratterizzazione delle azioni elementari

##### Definizioni

AZIONE è qualunque causa o insieme di cause che induce stati limite in una struttura.

Si esplica in modo:

- diretto (Forze concentrate, carichi distribuiti)
- indiretto (variazioni di umidità e T°, ritiro, cedimenti di vincolo, spostamenti)
- degrado endogeno ed esogeno (rispettivamente, alterazione naturale e agenti esterni)

La risposta strutturale è:

- statica (non provoca accelerazioni significative della struttura o di sue parti)
- pseudostatica (azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente)
- dinamica (provoca accelerazioni significative della struttura o di sue parti).

Variazione della loro intensità nel tempo:

**G – permanenti:** agiscono durante tutta la vita nominale VN della costruzione in modo costante:

- $G_1$  (peso proprio degli elementi strutturali, del terreno, forze indotte dal terreno, pressione dell'acqua se costante nel tempo);
- $G_2$  (peso proprio di tutti gli elementi non strutturali; spostamenti e deformazioni imposti di previsione progettuale);
- P pretensione e precompressione; ritiro e viscosità; spostamenti differenziali.

**Q – variabili:** hanno valori istantanei diversi fra loro nel tempo: di lunga durata o di breve durata rispetto alla  $V_N$ :

- $Q_{k1}$  azione variabile principale;
- $Q_{k2}$ ,  $Q_{k3}$  azioni variabili che possono agire contemporaneamente alla principale.

Le  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$ ,  $\psi_{2j}$  deducibili dalla tabella 2.5, NTC.

## **Combinazioni delle azioni**

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni ( + vuol dire : combinato con):

**1 - Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli **stati limite ultimi (SLU)**:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

**2 - Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli **stati limite di esercizio (SLE) irreversibili**, da utilizzarsi nelle **verifiche alle tensioni ammissibili** (In zona sismica 4, per costruzioni di tipo 1 e 2, Classe d'uso I e II)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

**3- Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli **stati limite di esercizio (SLE) reversibili**:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

**4 - Combinazione quasi permanente (SLE)**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

**5 - Combinazione sismica**, impiegata per gli **stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E** (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

**6 - Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ . Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

**Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

## 5.4 Determinazione della tensione e verifiche degli SLU e SLE

### 5.4.1 Generalità

Le opere strutturali nel loro complesso, devono essere adeguatamente progettate, eseguite e collaudate, oltre ad essere sottoposte a regolari manutenzioni, con livelli di sicurezza conformi a quanto stabilito nella normativa di riferimento.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici del DM 14 gennaio 2008, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di **stati limite ultimi (SLU)**: capacità di garantire le prestazioni della struttura evitando il collasso, la perdita di equilibrio, crolli sia totali che parziali, provocare danni gravi ambientali e sociali, ecc.;
- sicurezza nei confronti di **stati limite di esercizio (SLE)**: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.



Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso; il superamento di uno SLU ha carattere irreversibile (collasso strutturale), mentre per lo SLE può essere sia reversibile che irreversibile.

In particolare gli **stati limite ultimi** si riferiscono a:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce danni strutturali significativi a cui si associa una perdita di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi danni strutturali;

Mentre gli **stati limite di esercizio** si riferiscono a:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso subisce danni tali da non compromettere in modo significativo la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali.

Le *probabilità di superamento* nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella seguente (Figura 5.2).

Stati limiti		$P_{VR}$ nel periodo $V_R$
Stati limiti di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limiti ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 5.2 - Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato

Il calcolo dei parametri geotecnici come disposto dalle NTC del 2018, è composto da:

- calcolo del *carico limite*, che rappresenta la pressione che produce la rottura del complesso terreno-opera di fondazione, tale valore limite dipende sia dalle caratteristiche geometriche dell'opera sia dalle proprietà fisico-meccaniche del terreno di fondazione e pertanto non rappresenta una caratteristica intrinseca del terreno;
- determinazione del *fattore di sicurezza* sulla base del *carico di progetto* previsto sulle fondazioni;
- *verifiche di sicurezza* relative agli stati limite ultimi (SLU) o carichi limite e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE)

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$Ed \leq Rd$$

- dove **Ed** è il valore di progetto dell'azione, dipendente da diversi coefficienti parziali che esprimono le azioni, i parametri e la geometria del progetto (DOMANDA).

- **Rd** è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (CAPACITA').

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (**Approccio 1**) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$Ed \leq Cd$$

- dove **Ed** è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e

- **Cd** è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

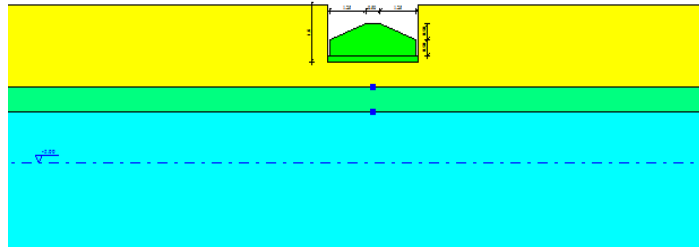
Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

#### 5.4.2 Verifiche geotecniche

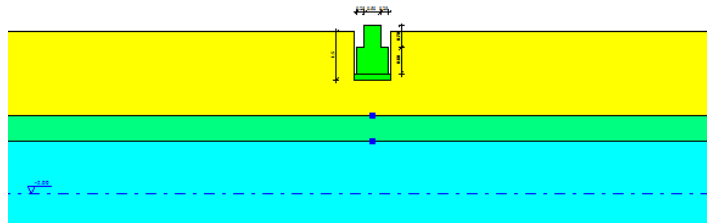
Le verifiche geotecniche per la fattibilità dell'intervento sono state eseguite contemplando i seguenti dati input:

- tipologia di fondazione: sono state ipotizzate due tipologie di fondazioni:

- fondazione del tipo a plinto di dimensioni 3m x 3m e profondità di appoggio a circa -1.8 m dalla quota del piano di campagna;



- fondazione del tipo a trave di larghezza 1m e profondità di appoggio a circa 1,5 m dalla quota del piano di campagna.



- parametri per la definizione dell'azione sismica:

- categoria topografica TI,
- vita nominale  $V_n \geq 50$  anni,
- classe d'uso II,
- periodo di riferimento  $V_r \geq 50$  anni,
- $V_{s30} = 306$  m/s,
- Categoria di sottosuolo C,
- accelerazione max  $a_g/g = 0.227$
- coefficiente intensità sismica terreno  $K_{hk} 0.0545$
- coefficiente intensità sismica struttura  $K_{hi} 0.1731$

- condizioni di verifica: non drenate;

- quota della falda: la falda non è stata rilevata dalle prove geotecniche ma è stata considerata a - 5 m;

- carichi: al momento attuale non è disponibile il valore del carico che verrà a gravare sulle fondazioni; non è stato pertanto possibile applicare la tensione al terreno di fondazione e la verifica eseguita fornisce solo i valori del carico limite e delle resistenze di progetto, cui il progettista strutturale dovrà riferirsi per ottenere i fattori di sicurezza che riterrà di conseguire;

- i dati geotecnici utilizzati per eseguire le verifiche sono riportati in *Tabella 5.1*;

- Verifiche: per quanto riguarda le verifiche agli SLU è stato utilizzato l'Approccio 2. Inoltre sono state eseguite le verifiche in condizioni sismiche, utilizzando lo stesso Approccio 2, inserendo un fattore correttivo delle azioni (carichi) pari a 1 e contemplando gli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione di  $R_d$  secondo la teoria di Paolucci e Pecker (1995).

I **risultati delle verifiche geotecniche** sono riportati nell'**Allegato 03** denominato **"Verifiche geotecniche"**, mentre nelle tabelle sottostanti vengono illustrati i dati salienti delle stesse:

Tabella 5.2 - Verifiche geotecniche fondazione a plinto

Carico limite verticale		Verifica a scorrimento							
Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (kN/m <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m <sup>3</sup> )	
*	Brinch -	185.36	80.59	0.00	--	--	* Rottura	7414.37	
Sisma	Brinch - Hansen	185.36	80.59	0.00	--	--	* Rottura	7414.37	

Tabella 5.3 - Verifiche geotecniche fondazione a trave

Carico limite verticale		Verifica a scorrimento							
Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (kN/m <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m <sup>3</sup> )	
*	Brinch -	267.95	116.50	0.00	--	--	* Rottura	10717.85	
Sisma	Brinch - Hansen	267.95	116.50	0.00	--	--	* Rottura	10717.85	

Per il calcolo dei fattori di sicurezza secondo quanto previsto nelle nuove *"Norme Tecniche delle Costruzioni"* è necessario, quando disponibile il carico di progetto, verificare la disuguaglianza esplicitata al paragrafo 5.4.1 e confrontare le resistenze di progetto con la tensione massima progettuale applicata al piano di posa.

Il progettista, quindi, sulla base del valore di pressione progettuale e sulla base del coefficiente di sicurezza reale che sceglierà di adottare, potrà determinare il valore di carico massimo da applicare.

Si precisa che le verifiche sopra riportate hanno carattere preliminare e la finalità di attestare la capacità dei terreni ivi presenti ad ospitare le strutture che saranno ivi insediate; chiaramente, in fase di progettazione esecutiva delle opere, dovranno essere approfondite le conoscenze geologico-tecniche del sottosuolo dei singoli lotti in conformità alla vigente Legislazione ed eseguite nuove verifiche geotecniche.

#### 5.4.3 Verifica della suscettibilità alla liquefazione

In termini molto sintetici, con il termine 'liquefazione' si indicano alcuni fenomeni fisici (liquefazione ciclica, mobilità ciclica, fluidificazione) osservati nei depositi e nei pendii sabbiosi saturi durante i terremoti forti ( $M > 5.5$ ); tali fenomeni hanno come elemento comune il fatto che, per effetto dell'instaurarsi di condizioni non drenate, si verifica un incremento ed un accumulo delle pressioni interstiziali che può



provocare una drastica caduta della resistenza al taglio e quindi una perdita di capacità portante del terreno.

Per quanto riguarda l'occorrenza della liquefazione, l'esperienza ha dimostrato che tale fenomeno avviene quando si verificano simultaneamente alcune condizioni che riguardano:

- la "predisposizione" del terreno al verificarsi del fenomeno (esistenza di "fattori predisponenti");
- le caratteristiche dell'azione sismica ("fattore scatenante").

Le condizioni predisponenti del terreno sono:

- profondità dello strato potenzialmente liquefacibile < 15-20 m dal p.c.
- profondità della falda < 5 m
- densità relativa  $D_r < 60\%$
- diametro medio  $0.02 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm}$
- frazione di fini (diametro < 0.005 mm) < 15%

Le condizioni scatenanti che riguardano le caratteristiche dell'azione sismica sono:

- magnitudo > 5.5
- $PGA > 0.15 \text{ g}$
- durata > 15-20 sec

Per quanto riguarda la natura geologica dei siti le zone a più alto rischio sono: letti di fiume antichi e recenti, paludi, terreni di bonifica, argini, pianure di esondazione, spiagge, zone dunari e interdunari, ecc.

E' noto che nei sedimenti granulari la presenza di percentuali di argilla riduce in maniera rilevante la suscettibilità alla liquefazione dei depositi. Anche la presenza di strati superficiali non liquefacibili con spessore maggiore di 3 metri può ulteriormente contrastare la liquefazione degli strati sottostanti.

I metodi semplificati per la verifica della suscettibilità alla liquefazione si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione:

$$(1.0)F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

I metodi semplificati proposti dai vari autori differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il

progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs. Questi metodi sono in genere utilizzati per la progettazione di opere di media importanza.

Per il sito in non è stata operata l'analisi della suscettibilità alla liquefazione con i metodi semplificati in quanto non sussistono le condizioni del terreno predisponenti il fenomeno.

## 6. CONCLUSIONI

A seguito di incarico conferito dalla società **LITO S.R.L.** con sede in Monticelli Terme, via Marconi 56 per la redazione dello studio geologico-sismico-geotecnico relativo agli interventi previsti nel progetto urbanistico "**AMBITO APT2 – comparto FUTURA**" da eseguirsi in via XXV Aprile a Basilicogioiano, Comune di Montechiarugolo (PR), si è proceduto all'analisi degli aspetti geologici, sismici e geotecnici dei terreni per la valutazione della fattibilità dell'intervento e delle problematiche connesse agli aspetti realizzativi degli interventi previsti.

**Dal punto di vista geologico** l'area rientra ricade all'interno del SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE ed in particolare nell'**Unità AES7a (Subsistema di Ravenna)** ed in particolare in area riferibile a **depositi di tracimazione fluviale indifferenziata**.

I terreni affioranti nell'area di studio sono litologicamente riferibili a **limi di piana alluvionale**. Appartengono all'**UNITA' DI NIVIANO** (sigla **AES7a**), nome completo **SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE – SUBSISTEMA DI VILLA VERRUCCHIO – UNITA DI NIVIANO**, litologicamente rappresentata da **ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati e da limi e limi sabbiosi con intercalazioni di ghiaie e sabbie**. L'unità presenta una **copertura fine di spessore fino a 2 m costituita da limi e limi argillosi giallastri**; per la caratterizzazione dei depositi presenti nell'area in oggetto si è fatto riferimento alle seguenti indagini:

- N° 2 stratigrafie di due pozzi (P601 e P607) di cui il primo ubicato in adiacenza all'area di intervento;
- N° 2 prove penetrometriche dinamiche (APT2-SCPT1, APT2-SCPT2,);
- N° 1 prova penetrometrica statica CPT (APT2-CPT1);
- N° 1 prova sismica superficiale tipo MASW (APT2-MASW1).

A completamento del quadro fornito dalle suddette indagini, per la caratterizzazione dei depositi presenti nell'area in oggetto sono state inoltre eseguite:

- N° 2 prove penetrometriche statiche tipo CPT (Cone Penetration Test) approfondite fino a rifiuto;
- N° 1 prova sismica tipo HVSR.

Sulla base di quanto sopra si ipotizzano le seguenti unità litostratigrafico-tecniche:

- **UNITA' LITOTECNICA N° 1:** è rappresentata da **terreni fini di natura argillosa**; la resistenza di tale unità è di tipo coesivo e lo spessore è variabile da 180 a 260 cm, misurato a partire dal piano di campagna;
- **UNITA' LITOTECNICA N° 2:** è rappresentata da un'orizzonte di spessore esiguo (variabile da 40 a 80 centimetri) di **limi sabbiosi e sabbie limose**, che segnalano la transizione al substrato grossolano di cui al punto successivo;
- **UNITA' LITOTECNICA N° 3:** è rappresentata dal **substrato sabbioso-ghiaioso**

Premesso che le indagini eseguite non hanno intercettato la falda idrica, le informazioni bibliografiche indicano per l'area oggetto di studio soggiacenze medie di circa 10-11 m dal p.c..

A conclusione dell'analisi geologica si ritiene che non sussista alcuna controindicazione di carattere geologico all'esecuzione delle opere in progetto.

**Dal punto di vista sismico** le analisi evidenziano quanto segue:

- le mappe interattive della pericolosità sismica consultabili sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia indicano che il territorio del Comune di Montechiarugolo ricade in un areale in cui si possono verificare terremoti caratterizzati da un'accelerazione massima del suolo ( $a_{max}$ ) pari a  $0.150 \div 0.175$  g;
- Secondo la Classificazione Sismica del Territorio Italiano (pubblicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003) il Comune di Montechiarugolo risulta classificato nella zona 3 (grado di pericolosità basso);
- gli elaborati di microzonazione sismica del Comune di Montechiarugolo inseriscono l'Ambito in oggetto tra:
  - *aree con terreni superficiali costituiti da limi inorganici, sabbie fini limoso-argillose e limi argillosi di bassa plasticità,*
  - *aree caratterizzate da frequenza di risonanza principale pari 14 Hz (contrasto di impedenza elevato).*
  - *aree MOPS contraddistinte da successione stratigrafica con alternanze di orizzonti a tessitura fine (argille e limi) e orizzonti a tessitura grossolana (ghiaie e ciottoli) sormontati da una coltre di copertura a tessitura fine con spessore medio di 5 m;*
  - *aree con valori di  $V_{s30}$  pari a 489 m/s,*
  - *aree con Fattore di Amplificazione  $p_g$  compreso tra 1,1-1,2;*
  - *aree con Fattore di Amplificazione IS 0,1-0,5 s compreso tra 1,1-1,2;*
  - *aree con Fattore di Amplificazione IS 0,5-1,0 s  $> 3,5$ ;*
  - *aree con Fattore di Amplificazione IS 1,0-1,5 s  $> 3,5$ ;*
- la categoria di suolo ai fini sismici del sito, calcolata sulla base della  $V_s$  desunta dalla prova HSRV, è stata attribuita alla classe di tipo C ***“Depositi 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  $V_{S30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT_{30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu_{30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina)”***.
- al sito oggetto di intervento, caratterizzato da superfici pianeggianti e comunque con deboli inclinazioni (inferiori ai  $15^\circ$ ), è stata attribuita una categoria topografica TI;
- le opere di cui al presente progetto sono attribuibili ad una classe d'uso II (affollamento normale) con vita nominale  $V_N$  pari a 50 anni, e periodo di riferimento  $V_R$  pari a 50 anni;

Le risultanze dello studio sismico hanno consentito la caratterizzazione sismica del sito ed in particolare la definizione dell'azione sismica di riferimento come da Vigente Normativa, necessaria per una corretta progettazione delle opere in cemento armato.



**Dal punto di vista geotecnico**, lo studio ha fornito le seguenti risultanze:

- è stato effettuato il calcolo dei valori dei parametri geotecnici minimi; i risultati sono espressi in *Tabella 6.1*:

U.L.	Intervallo profondità	$\gamma$	$\gamma_{\text{saturo}}$	Cu	$\Phi'$		Ed
n°	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	(°)		kN/m <sup>2</sup>
1	p.c. – 1,80/2,60	17,85	18,63	46,58			2353,60
2	1,80/2,60– 2,20/3,40	17,58	20,52		36,31		7134,34
3	➤ 2,20/3,40	18,00	20,94		40,92		12915,36

*Tabella 6.1 Parametri geotecnici minimi*

La fattibilità geotecnica dell'intervento è stata indagata impostando le verifiche con i seguenti dati input:

- fondazione del tipo a plinto di dimensioni 3m x 3m e profondità di appoggio a circa -1.8 m dalla quota del piano di campagna;
- fondazione del tipo a trave di larghezza 1m e profondità di appoggio a circa 1,5 m dalla quota del piano di campagna.
- Valutazione dell'azione sismica: classe II per le strutture previste, una vita nominale di 50 anni, periodo di riferimento  $V_r \geq 50$  anni, una categoria di sottosuolo C (306 m/s) e una categoria topografica T1, Accelerazione max  $a_g/g$  0.227, Coefficiente intensità sismica terreno  $K_{hk}$  0.0545, Coefficiente intensità sismica struttura  $K_{hi}$  0.1731
- condizioni di verifica: non drenate;
- la falda non è stata rilevata dalle prove geotecniche ma è stata considerata a - 5 m;
- carichi di progetto agenti sulla fondazione: al momento attuale non è disponibile il valore del carico che verrà a gravare sulle fondazioni; non è stato pertanto possibile applicare la tensione al terreno di fondazione e la verifica eseguita fornisce solo i valori del carico limite e delle resistenze di progetto, cui il progettista strutturale dovrà riferirsi per ottenere i fattori di sicurezza che riterrà di conseguire;
- Verifiche agli SLU utilizzando l'Approccio 2 di cui alle NTC 2008;
- Verifiche in condizioni sismiche sempre con l'Approccio 2, inserendo un fattore correttivo delle azioni pari a 1 e contemplando gli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione di  $R_d$  secondo la teoria di Paolucci e Pecker (1995);

I risultati delle verifiche geotecniche sono riportati nelle tabelle sottostanti:

**Tabella 6.2 - Verifiche geotecniche fondazione a plinto**

Carico limite verticale		Verifica a scorrimento						
Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (kN/m <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m <sup>3</sup> )
* Sisma	Brinch -	185.36	80.59	0.00	--	--	* Rottura	7414.37
	Brinch - Hansen	185.36	80.59	0.00	--	--	* Rottura	7414.37

Tabella 6.3 - Verifiche geotecniche fondazione a trave

Carico limite verticale		Verifica a scorrimento						
Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (kN/m <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m <sup>3</sup> )
*	Brinch -	267.95	116.50	0.00	--	--	* Rottura	10717.85
Sisma	Brinch - Hansen	267.95	116.50	0.00	--	--	* Rottura	10717.85

Si precisa che le verifiche sopra riportate hanno carattere preliminare e la finalità di attestare la capacità dei terreni ivi presenti ad ospitare le strutture che saranno ivi insediate; chiaramente, in fase di progettazione esecutiva delle opere, dovranno essere approfondite le conoscenze geologico-tecniche del sottosuolo dei singoli lotti in conformità alla vigente Legislazione ed eseguite nuove verifiche geotecniche.

La verifica della suscettibilità alla liquefazione non è stata eseguita poichè non sussistono le condizioni predisponenti in fenomeno.

Gli studi condotti hanno evidenziato che l'intervento previsto nel piano urbanistico denominato **"AMBITO APT2 – comparto FUTURA"** da eseguirsi in via XXV Aprile a Basilicogioiano, Comune di Montechiarugolo (PR), risulta compatibile **da un punto di vista geologico, sismico e geotecnico**.

- nelle fasi costruttive, al fine di attestare i corpi fondali in orizzonti litologici a soddisfacente competenza e di tutelare il substrato di fondazione dal gelo e dalle più significative variazioni di umidità stagionali, la base delle fondazioni dovrà essere collocata a profondità non inferiori a 1.50 m dall'attuale piano di campagna;
- l'andamento generale della superficie finale di appoggio della fondazione dovrà essere pianeggiante e priva di inclinazioni, tale da garantire la stabilità dell'opera; in particolare non dovranno riscontrarsi gradini, risalti e cambiamenti bruschi di pendenza in qualsiasi direzione;
- le operazioni di scavo dovranno essere condotte con tutti gli accorgimenti affinché la superficie finale risulti fresca e non sconnessa dalle operazioni stesse; prima di iniziare il getto del calcestruzzo dovrà essere controllato, zona per zona, che la superficie di fondazione non abbia subito alterazioni ed in particolare dovranno essere rimossi eventuali detriti presenti sulla stessa;
- la posa in opera delle fondazioni dirette dovrà avvenire in successione immediata alle opere di scavo, previa regolarizzazione e protezione del piano di posa con getto di conglomerato magro ed asportando l'eventuale acqua di falda che potrebbe depositarsi sul fondo dello scavo utilizzando opportuni metodi di aggettamento;
- dovrà essere realizzata un'efficiente rete di raccolta delle acque bianche degli edifici, utilizzando tubazioni e raccordi a perfetta tenuta in modo da evitare accumuli e ristagni in corrispondenza delle opere di fondazione;

- dovrà essere realizzata un'efficiente rete fognaria di raccolta delle acque nere, che presenti ottimali caratteristiche di tenuta al fine di evitare pericolose dispersioni nel sottosuolo locale, caratterizzato dalla presenza di terreni permeabili piuttosto superficiali.

Si allegano alla presente:

- Allegato 01 Tabulati prove penetrometriche e correlazioni geotecniche
- Allegato 02 Prova sismica HVSR
- Allegato 03 Verifiche geotecniche

Parma, venerdì 3 luglio 2020

**Dott. Geol. Stefano Mantovani**



## **ALLEGATO 01**

### **Tabulati prove penetrometriche e correlazioni geotecniche**



## PROVA CPTI\_2020

Committente: LITO SRL  
Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)  
Prova eseguita in data: 07/03/2020  
Profondità prova: 3.20 mt  
Località: Basilicogoiano

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Lettura laterale (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertman n)
0.20	8.00	14.0	8.0	0.667	11.994	8.3
0.40	11.00	21.0	11.0	0.867	12.687	7.9
0.60	12.00	25.0	12.0	1.2	10.0	10.0
0.80	10.00	28.0	10.0	1.2	8.333	12.0
1.00	14.00	32.0	14.0	1.267	11.05	9.1
1.20	17.00	36.0	17.0	1.467	11.588	8.6
1.40	23.00	45.0	23.0	1.6	14.375	7.0
1.60	30.00	54.0	30.0	3.467	8.653	11.6
1.80	25.00	77.0	25.0	2.6	9.615	10.4
2.00	48.00	87.0	48.0	1.133	42.365	2.4
2.20	126.00	143.0	126.0	2.133	59.072	1.7
2.40	179.00	211.0	179.0	2.4	74.583	1.3
2.60	71.00	107.0	71.0	2.467	28.78	3.5
2.80	184.00	221.0	184.0	2.467	74.585	1.3
3.00	273.00	310.0	273.0	2.0	136.5	0.7
3.20	300.00	330.0	300.0	0.533	562.852	0.2

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	Gamma Medio (t/m <sup>3</sup> )	Comp. Geotecnico	Descrizione
0.20	8.0	0.667	1.8	Coesivo	Torbe ed argille torbose
0.40	11.0	0.867	1.9	Coesivo	Torbe ed argille torbose
0.60	12.0	1.2	1.9	Coesivo	Torbe ed argille torbose
0.80	10.0	1.2	1.9	Coesivo	Torbe ed argille torbose
1.00	14.0	1.267	1.9	Coesivo	Torbe ed argille torbose
1.20	17.0	1.467	1.9	Coesivo	Torbe ed argille torbose
1.40	23.0	1.6	2.0	Coesivo	Torbe ed argille torbose
1.60	30.0	3.467	2.0	Coesivo	Torbe ed argille torbose
1.80	25.0	2.6	2.0	Coesivo	Torbe ed argille torbose
2.00	48.0	1.133	2.1	Incoerente	Limi sabbiosi e Sabbie limose
2.20	126.0	2.133	2.3	Incoerente	Limi sabbiosi e Sabbie limose

2.40	179.0	2.4 2.3	Incoerente	Sabbie e sabbie con ghiaia
2.60	71.0	2.467	2.2 Incoerente	Limi e argille.
2.80	184.0	2.467 2.3	Incoerente	Sabbie e sabbie con ghiaia
3.00	273.0	2.0 2.4	Incoerente	Sabbie e sabbie con ghiaia
3.20	300.0	0.533 2.4	Incoerente	Sabbie e sabbie con ghiaia

## STIMA PARAMETRI GEOTECNICI CPTI

### TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Lunne & Eide	Sunda Relazione e Sperimentale	Lunne T.- Kleven A. 1981	Kjekstad. 1978 - Lunne, Robertson and Powell 1977	Lunne, Robertson and Powell 1977	Terzaghi
Strato 1	0.20	8.0	0.667	0.46	0.60	0.53	0.47	0.42	0.40
Strato 2	0.40	11.0	0.867	0.63	0.80	0.73	0.64	0.58	0.55
Strato 3	0.60	12.0	1.2	0.68	0.86	0.79	0.70	0.63	0.60
Strato 4	0.80	10.0	1.2	0.57	0.73	0.66	0.58	0.52	0.50
Strato 5	1.00	14.0	1.267	0.79	0.98	0.92	0.81	0.73	0.70
Strato 6	1.20	17.0	1.467	0.96	1.15	1.12	0.99	0.88	0.85
Strato 7	1.40	23.0	1.6	1.30	1.47	1.52	1.34	1.20	1.15
Strato 8	1.60	30.0	3.467	1.70	1.80	1.98	1.75	1.56	1.50
Strato 9	1.80	25.0	2.6	1.41	1.57	1.64	1.45	1.30	1.25

Modulo Edometrico (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Mitchell & Gardner (1975)	Metodo generale del modulo edometrico	Buismann	Buismann Sanglerat
Strato 1	0.20	8.0	0.667	40.00	38.44	48.00	24.00
Strato 2	0.40	11.0	0.867	55.00	45.42	66.00	33.00
Strato 3	0.60	12.0	1.2	60.00	46.84	72.00	36.00
Strato 4	0.80	10.0	1.2	50.00	43.54	60.00	30.00
Strato 5	1.00	14.0	1.267	70.00	48.33	84.00	42.00
Strato 6	1.20	17.0	1.467	85.00	47.18	102.00	51.00
Strato 7	1.40	23.0	1.6	57.50	46.00	69.00	69.00
Strato 8	1.60	30.0	3.467	75.00	60.00	90.00	90.00
Strato 9	1.80	25.0	2.6	62.50	50.00	75.00	75.00

Modulo di deformazione non drenato Eu (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cancelli 1980	Ladd 1977 (30)
Strato 1	0.20	8.0	0.667	299.33	12.00
Strato 2	0.40	11.0	0.867	410.44	16.50
Strato 3	0.60	12.0	1.2	446.51	18.00

Strato 4	0.80	10.0	1.2	370.09	15.00
Strato 5	1.00	14.0	1.267	518.66	21.00
Strato 6	1.20	17.0	1.467	629.74	25.50
Strato 7	1.40	23.0	1.6	853.27	34.50
Strato 8	1.60	30.0	3.467	1114.28	45.00
Strato 9	1.80	25.0	2.6	925.28	37.50

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 1	0.20	8.0	0.667	Imai & Tomauchi	99.76
Strato 2	0.40	11.0	0.867	Imai & Tomauchi	121.19
Strato 3	0.60	12.0	1.2	Imai & Tomauchi	127.80
Strato 4	0.80	10.0	1.2	Imai & Tomauchi	114.33
Strato 5	1.00	14.0	1.267	Imai & Tomauchi	140.42
Strato 6	1.20	17.0	1.467	Imai & Tomauchi	158.11
Strato 7	1.40	23.0	1.6	Imai & Tomauchi	190.18
Strato 8	1.60	30.0	3.467	Imai & Tomauchi	223.71
Strato 9	1.80	25.0	2.6	Imai & Tomauchi	200.12

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Stress-History
Strato 1	0.20	8.0	0.667	>9
Strato 2	0.40	11.0	0.867	4.65
Strato 3	0.60	12.0	1.2	3
Strato 4	0.80	10.0	1.2	1.78
Strato 5	1.00	14.0	1.267	1.93
Strato 6	1.20	17.0	1.467	1.91
Strato 7	1.40	23.0	1.6	2.17
Strato 8	1.60	30.0	3.467	2.44
Strato 9	1.80	25.0	2.6	1.78

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato 1	0.20	8.0	0.667	Meyerhof	1.82
Strato 2	0.40	11.0	0.867	Meyerhof	1.87
Strato 3	0.60	12.0	1.2	Meyerhof	1.89
Strato 4	0.80	10.0	1.2	Meyerhof	1.85
Strato 5	1.00	14.0	1.267	Meyerhof	1.91
Strato 6	1.20	17.0	1.467	Meyerhof	1.94

Strato 7	1.40	23.0	1.6	Meyerhof	1.99
Strato 8	1.60	30.0	3.467	Meyerhof	2.04
Strato 9	1.80	25.0	2.6	Meyerhof	2.01

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato 1	0.20	8.0	0.667	Meyerhof	1.90
Strato 2	0.40	11.0	0.867	Meyerhof	1.95
Strato 3	0.60	12.0	1.2	Meyerhof	1.97
Strato 4	0.80	10.0	1.2	Meyerhof	1.93
Strato 5	1.00	14.0	1.267	Meyerhof	1.99
Strato 6	1.20	17.0	1.467	Meyerhof	2.02
Strato 7	1.40	23.0	1.6	Meyerhof	2.07
Strato 8	1.60	30.0	3.467	Meyerhof	2.12
Strato 9	1.80	25.0	2.6	Meyerhof	2.09

#### TERRENI INCOERENT I

Densità relativa (%)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Baldi 1978 - Schmert mann 1976	Schmert mann	Harman	Lancellott a 1983	Jamiolk owski 1985
Strato 10	2.00	48.0	1.133	59.28	70.85	70.89	60.05	74.97
Strato 11	2.20	126.0	2.133	85.1	100	100	86.09	99.39
Strato 12	2.40	179.0	2.4	93.57	100	100	94.63	100
Strato 13	2.60	71.0	2.467	65.95	76.75	76.81	66.78	77.22
Strato 14	2.80	184.0	2.467	91.8	100	100	92.84	100
Strato 15	3.00	273.0	2.0	100	100	100	100	100
Strato 16	3.20	300.0	0.533	100	100	100	100	100

Angolo di resistenza al taglio (°)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Durgu noughlu - Mitchel l 1973	Caquot	Koppej an	De Beer	Schmer tmann	Robert son & Campa nella 1983	Hermin ier	Meyerh of 1951
Strato 10	2.00	48.0	1.133	37.49	33.97	31.19	29.1	37.92	42.1	29.66	38.55
Strato 11	2.20	126.0	2.133	41.62	38.2	35.63	33.15	42	45	37.94	45
Strato 12	2.40	179.0	2.4	42.82	39.41	36.91	34.32	42	45	40.47	45
Strato 13	2.60	71.0	2.467	37.96	34.36	31.6	29.47	38.74	42.49	30.32	45
Strato 14	2.80	184.0	2.467	42.15	38.66	36.11	33.59	42	45	38.95	45
Strato 15	3.00	273.0	2.0	43.67	40.21	37.74	35.08	42	45	41.8	45
Strato 16	3.20	300.0	0.533	43.77	40.29	37.83	35.16	42	45	41.91	45



Modulo di Young (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Schmertman n	Robertson & Campanella (1983)	ISOPT-1 1988 Ey(50)
Strato 10	2.00	48.0	1.133	120.00	96.00	359.90
Strato 11	2.20	126.0	2.133	315.00	252.00	504.00
Strato 12	2.40	179.0	2.4	447.50	358.00	716.00
Strato 13	2.60	71.0	2.467	177.50	142.00	482.09
Strato 14	2.80	184.0	2.467	460.00	368.00	736.00
Strato 15	3.00	273.0	2.0	682.50	546.00	1092.00
Strato 16	3.20	300.0	0.533	750.00	600.00	1200.00

Modulo Edometrico (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Robertson & Campanella da Schmertmann	Lunne- Christoffer sen 1983 - Robertson and Powell 1997	Kulhawy- Mayne 1990	Mitchell & Gardner 1975	Buisman - Sanglerat
Strato 10	2.00	48.0	1.133	61.71	188.29	384.72	96.00	72.00
Strato 11	2.20	126.0	2.133	87.59	267.13	1027.86	189.00	189.00
Strato 12	2.40	179.0	2.4	89.72	371.08	1464.73	268.50	268.50
Strato 13	2.60	71.0	2.467	68.64	278.51	573.36	120.70	106.50
Strato 14	2.80	184.0	2.467	90.92	380.88	1505.24	276.00	276.00
Strato 15	3.00	273.0	2.0	94.14	555.44	2239.10	409.50	409.50
Strato 16	3.20	300.0	0.533	95.51	608.40	2461.45	450.00	450.00

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	G (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 10	2.00	48.0	1.133	Imai & Tomauchi	298.12
Strato 11	2.20	126.0	2.133	Imai & Tomauchi	537.63
Strato 12	2.40	179.0	2.4	Imai & Tomauchi	666.27
Strato 13	2.60	71.0	2.467	Imai & Tomauchi	378.68
Strato 14	2.80	184.0	2.467	Imai & Tomauchi	677.58
Strato 15	3.00	273.0	2.0	Imai & Tomauchi	862.29
Strato 16	3.20	300.0	0.533	Imai & Tomauchi	913.44

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Stress- History	Piacentini Righi 1978	Larsson 1991 S.G.I.	Ladd e Foot 1977
Strato 10	2.00	48.0	1.133	3.04	>9	1.1	>9
Strato 11	2.20	126.0	2.133	7.13	>9	0.59	>9
Strato 12	2.40	179.0	2.4	>9	>9	<0.5	>9
Strato 13	2.60	71.0	2.467	3.29	>9	1.04	>9

Strato 14	2.80	184.0	2.467	7.82	>9	0.54	>9
Strato 15	3.00	273.0	2.0	>9	>9	<0.5	>9
Strato 16	3.20	300.0	0.533	>9	<0.5	<0.5	>9

Modulo di reazione Ko

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Ko
Strato 10	2.00	48.0	1.133	Kulhawy & Mayne (1990)	0.72
Strato 11	2.20	126.0	2.133	Kulhawy & Mayne (1990)	1.25
Strato 12	2.40	179.0	2.4	Kulhawy & Mayne (1990)	0.00
Strato 13	2.60	71.0	2.467	Kulhawy & Mayne (1990)	0.76
Strato 14	2.80	184.0	2.467	Kulhawy & Mayne (1990)	1.33
Strato 15	3.00	273.0	2.0	Kulhawy & Mayne (1990)	0.00
Strato 16	3.20	300.0	0.533	Kulhawy & Mayne (1990)	0.00

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	C	Crm
Strato 10	2.00	48.0	1.133	0.10672	0.01387
Strato 11	2.20	126.0	2.133	0.09396	0.01221
Strato 12	2.40	179.0	2.4	0.1021	0.01327
Strato 13	2.60	71.0	2.467	0.09851	0.01281
Strato 14	2.80	184.0	2.467	0.10407	0.01353
Strato 15	3.00	273.0	2.0	0.01706	0.00222
Strato 16	3.20	300.0	0.533	0.04309	0.0056

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato 10	2.00	48.0	1.133	Meyerhof	1.80
Strato 11	2.20	126.0	2.133	Meyerhof	1.80
Strato 12	2.40	179.0	2.4	Meyerhof	1.90
Strato 13	2.60	71.0	2.467	Meyerhof	1.80
Strato 14	2.80	184.0	2.467	Meyerhof	1.90
Strato 15	3.00	273.0	2.0	Meyerhof	1.90
Strato 16	3.20	300.0	0.533	Meyerhof	1.90

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato 10	2.00	48.0	1.133	Meyerhof	2.10
Strato 11	2.20	126.0	2.133	Meyerhof	2.10
Strato 12	2.40	179.0	2.4	Meyerhof	2.20
Strato 13	2.60	71.0	2.467	Meyerhof	2.10
Strato 14	2.80	184.0	2.467	Meyerhof	2.20

Strato 15	3.00	273.0	2.0	Meyerhof	2.20
Strato 16	3.20	300.0	0.533	Meyerhof	2.20

Liquefazione - **Accelerazione sismica massima (g)=0.15**

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Fattore di sicurezza a liquefazione
Strato 10	2.00	48.0	1.133	Robertson & Wride 1997	11.674
Strato 11	2.20	126.0	2.133	Robertson & Wride 1997	34.638
Strato 12	2.40	179.0	2.4	Robertson & Wride 1997	63.494
Strato 13	2.60	71.0	2.467	Robertson & Wride 1997	34.988
Strato 14	2.80	184.0	2.467	Robertson & Wride 1997	68.03
Strato 15	3.00	273.0	2.0	Robertson & Wride 1997	159.745
Strato 16	3.20	300.0	0.533	Robertson & Wride 1997	212.042

## PROVA CPT2\_2020

Committente: LITO SRL  
Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)  
Prova eseguita in data: 07/03/2020  
Profondità prova: 4.20 mt  
Località: Basilicogiano

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Lettura laterale (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertman n)
0.20	11.00	18.0	11.0	0.6	18.333	5.5
0.40	8.00	17.0	8.0	0.8	10.0	10.0
0.60	13.00	25.0	13.0	1.267	10.26	9.7
0.80	15.00	34.0	15.0	1.133	13.239	7.6
1.00	15.00	32.0	15.0	2.733	5.488	18.2
1.20	16.00	57.0	16.0	2.0	8.0	12.5
1.40	17.00	47.0	17.0	1.733	9.81	10.2
1.60	21.00	47.0	21.0	1.333	15.754	6.3
1.80	23.00	43.0	23.0	2.733	8.416	11.9
2.00	29.00	70.0	29.0	2.867	10.115	9.9
2.20	44.00	87.0	44.0	3.067	14.346	7.0
2.40	35.00	81.0	35.0	3.133	11.171	9.0
2.60	33.00	80.0	33.0	2.6	12.692	7.9
2.80	58.00	97.0	58.0	2.6	22.308	4.5
3.00	53.00	92.0	53.0	2.733	19.393	5.2
3.20	50.00	91.0	50.0	1.2	41.667	2.4
3.40	79.00	97.0	79.0	1.733	45.586	2.2
3.60	127.00	153.0	127.0	1.867	68.024	1.5
3.80	189.00	217.0	189.0	1.6	118.125	0.8
4.00	248.00	272.0	248.0	-10.733	-23.106	-4.3
4.20	200.00	39.0	200.0	1.5	133.333	0.8

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	Gamma Medio (t/m <sup>3</sup> )	Comp. Geotecnico	Descrizione
0.20	11.0	0.6	1.9	Incoerente	Limi e argille.
0.40	8.0	0.8	1.8	Coesivo	Torbe ed argille torbose
0.60	13.0	1.267	1.9	Coesivo	Torbe ed argille torbose
0.80	15.0	1.133	1.9	Coesivo	Torbe ed argille torbose
1.00	15.0	2.733	1.9	Coesivo	Torbe ed argille torbose
1.20	16.0	2.0	1.9	Coesivo	Torbe ed argille torbose
1.40	17.0	1.733	1.9	Coesivo	Torbe ed argille torbose
1.60	21.0	1.333	2.0	Incoerente	Limi e argille.
1.80	23.0	2.733	2.0	Coesivo	Torbe ed argille torbose



2.00	29.0	2.867	2.0	Coesivo	Torbe ed argille torbose
2.20	44.0	3.067	2.1	Coesivo	Torbe ed argille torbose
2.40	35.0	3.133	2.1	Coesivo	Torbe ed argille torbose
2.60	33.0	2.6	2.1	Coesivo	Torbe ed argille torbose
2.80	58.0	2.6		2.2 Incoerente	Limi e argille.
3.00	53.0	2.733		2.1 Incoerente	Limi e argille.
3.20	50.0	1.2	2.1	Incoerente	Limi sabbiosi e Sabbie limose
3.40	79.0	1.733	2.2	Incoerente	Limi sabbiosi e Sabbie limose
3.60	127.0	1.867	2.3	Incoerente	Sabbie e sabbie con ghiaia
3.80	189.0	1.6	2.3	Incoerente	Sabbie e sabbie con ghiaia
4.00	248.0	-10.733		2.4	
4.20	200.0	1.5	2.4	Incoerente	Sabbie e sabbie con ghiaia

## STIMA PARAMETRI GEOTECNICI Nr.2

### TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Lunne & Eide	Sunda Relazione Sperimentale	Lunne T.- Kleven A. 1981	Kjekstad. 1978 - Lunne, Robertson and Powell 1977	Lunne, Robertson and Powell 1977	Terzaghi
Strato 2	0.40	8.0	0.8	0.45	0.60	0.53	0.47	0.42	0.40
Strato 3	0.60	13.0	1.267	0.74	0.93	0.86	0.76	0.68	0.65
Strato 4	0.80	15.0	1.133	0.85	1.04	0.99	0.87	0.78	0.75
Strato 5	1.00	15.0	2.733	0.85	1.04	0.99	0.87	0.78	0.75
Strato 6	1.20	16.0	2.0	0.90	1.10	1.05	0.93	0.83	0.80
Strato 7	1.40	17.0	1.733	0.96	1.15	1.12	0.99	0.88	0.85
Strato 9	1.80	23.0	2.733	1.30	1.47	1.51	1.33	1.19	1.15
Strato 10	2.00	29.0	2.867	1.64	1.75	1.91	1.68	1.51	1.45
Strato 11	2.20	44.0	3.067	2.50	2.34	2.91	2.56	2.29	2.20
Strato 12	2.40	35.0	3.133	1.98	2.00	2.30	2.03	1.82	1.75
Strato 13	2.60	33.0	2.6	1.86	1.92	2.17	1.91	1.71	1.65

Modulo Edometrico (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Mitchell & Gardner (1975)	Metodo generale del modulo edometrico	Buismann	Buismann Sanglerat
Strato 2	0.40	8.0	0.8	40.00	38.44	48.00	24.00
Strato 3	0.60	13.0	1.267	65.00	47.81	78.00	39.00

Strato 4	0.80	15.0	1.133	75.00	48.40	90.00	45.00
Strato 5	1.00	15.0	2.733	75.00	48.40	90.00	45.00
Strato 6	1.20	16.0	2.0	80.00	48.02	96.00	48.00
Strato 7	1.40	17.0	1.733	85.00	47.18	102.00	51.00
Strato 9	1.80	23.0	2.733	57.50	46.00	69.00	69.00
Strato 10	2.00	29.0	2.867	72.50	58.00	87.00	87.00
Strato 11	2.20	44.0	3.067	110.00	88.00	132.00	132.00
Strato 12	2.40	35.0	3.133	87.50	70.00	105.00	105.00
Strato 13	2.60	33.0	2.6	82.50	66.00	99.00	99.00

Modulo di deformazione non drenato  $E_u$  (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cancelli 1980	Ladd 1977 (30)
Strato 2	0.40	8.0	0.8	297.90	12.00
Strato 3	0.60	13.0	1.267	484.01	19.50
Strato 4	0.80	15.0	1.133	557.59	22.50
Strato 5	1.00	15.0	2.733	556.16	22.50
Strato 6	1.20	16.0	2.0	592.24	24.00
Strato 7	1.40	17.0	1.733	628.31	25.50
Strato 9	1.80	23.0	2.733	850.35	34.50
Strato 10	2.00	29.0	2.867	1073.85	43.50
Strato 11	2.20	44.0	3.067	1634.81	66.00
Strato 12	2.40	35.0	3.133	1295.74	52.50
Strato 13	2.60	33.0	2.6	1219.16	49.50

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 2	0.40	8.0	0.8	Imai & Tomauchi	99.76
Strato 3	0.60	13.0	1.267	Imai & Tomauchi	134.21
Strato 4	0.80	15.0	1.133	Imai & Tomauchi	146.47
Strato 5	1.00	15.0	2.733	Imai & Tomauchi	146.47
Strato 6	1.20	16.0	2.0	Imai & Tomauchi	152.36
Strato 7	1.40	17.0	1.733	Imai & Tomauchi	158.11
Strato 9	1.80	23.0	2.733	Imai & Tomauchi	190.18
Strato 10	2.00	29.0	2.867	Imai & Tomauchi	219.12
Strato 11	2.20	44.0	3.067	Imai & Tomauchi	282.69
Strato 12	2.40	35.0	3.133	Imai & Tomauchi	245.80
Strato 13	2.60	33.0	2.6	Imai & Tomauchi	237.12

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Stress-History
Strato 2	0.40	8.0	0.8	3.32
Strato 3	0.60	13.0	1.267	3.25
Strato 4	0.80	15.0	1.133	2.66
Strato 5	1.00	15.0	2.733	2.06
Strato 6	1.20	16.0	2.0	1.8
Strato 7	1.40	17.0	1.733	1.61
Strato 9	1.80	23.0	2.733	1.65
Strato 10	2.00	29.0	2.867	1.85
Strato 11	2.20	44.0	3.067	2.53
Strato 12	2.40	35.0	3.133	1.82
Strato 13	2.60	33.0	2.6	1.57

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato 2	0.40	8.0	0.8	Meyerhof	1.82
Strato 3	0.60	13.0	1.267	Meyerhof	1.90
Strato 4	0.80	15.0	1.133	Meyerhof	1.92
Strato 5	1.00	15.0	2.733	Meyerhof	1.92
Strato 6	1.20	16.0	2.0	Meyerhof	1.93
Strato 7	1.40	17.0	1.733	Meyerhof	1.94
Strato 9	1.80	23.0	2.733	Meyerhof	1.99
Strato 10	2.00	29.0	2.867	Meyerhof	2.03
Strato 11	2.20	44.0	3.067	Meyerhof	2.10
Strato 12	2.40	35.0	3.133	Meyerhof	2.06
Strato 13	2.60	33.0	2.6	Meyerhof	2.05

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato 2	0.40	8.0	0.8	Meyerhof	1.90
Strato 3	0.60	13.0	1.267	Meyerhof	1.98
Strato 4	0.80	15.0	1.133	Meyerhof	2.00
Strato 5	1.00	15.0	2.733	Meyerhof	2.00
Strato 6	1.20	16.0	2.0	Meyerhof	2.01
Strato 7	1.40	17.0	1.733	Meyerhof	2.02
Strato 9	1.80	23.0	2.733	Meyerhof	2.07
Strato 10	2.00	29.0	2.867	Meyerhof	2.11
Strato 11	2.20	44.0	3.067	Meyerhof	2.18
Strato 12	2.40	35.0	3.133	Meyerhof	2.14
Strato 13	2.60	33.0	2.6	Meyerhof	2.13

**TERRENI INCOERENT I**

Densità relativa (%)

Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Baldi 1978 -	Schmert mann 1976	Harman	Lancellott a 1983	Jamiolkowski 1985

Strato 1	0.20	11.0	0.6	59.48	96.58	91.49	60.25	100
Strato 8	1.60	21.0	1.333	39.42	47.49	48.66	40.03	58.63
Strato 14	2.80	58.0	2.6	59.38	67.79	68.47	60.15	69.76
Strato 15	3.00	53.0	2.733	55.71	62.4	63.5	56.45	64.94
Strato 16	3.20	50.0	1.2	53.05	58.37	59.8	53.77	61.25
Strato 17	3.40	79.0	1.733	65.1	73.3	73.9	65.92	72.43
Strato 18	3.60	127.0	1.867	77.65	88.9	88.62	78.58	84.15
Strato 19	3.80	189.0	1.6	88.05	100	100	89.07	93.73
Strato 21	4.20	200.0	1.5	87.97	100	99.84	88.98	91.94

Angolo di resistenza al taglio (°)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Durgu nouglu - Mitchel 11973	Caquot	Koppej an	De Beer	Schmer tmann	Robert son & Campa nella 1983	Hermin ier	Meyerh of 1951
Strato 1	0.20	11.0	0.6	43.74	41.35	38.94	36.18	41.52	45	42.51	21.94
Strato 8	1.60	21.0	1.333	34.68	31.14	28.22	26.38	34.65	39.07	26.06	26.43
Strato 14	2.80	58.0	2.6	36.73	33.07	30.24	28.23	37.49	41.16	28.41	43.04
Strato 15	3.00	53.0	2.733	35.95	32.24	29.37	27.43	36.74	40.27	27.36	40.8
Strato 16	3.20	50.0	1.2	35.35	31.6	28.7	26.82	36.17	39.58	26.65	39.45
Strato 17	3.40	79.0	1.733	37.24	33.53	30.73	28.68	38.26	41.64	29.08	45
Strato 18	3.60	127.0	1.867	39.23	35.56	32.86	30.62	40.45	43.68	32.46	45
Strato 19	3.80	189.0	1.6	40.85	37.22	34.6	32.21	42	45	35.84	45
Strato 21	4.20	200.0	1.5	40.58	36.91	34.28	31.92	42	44.96	35.19	45

Modulo di Young (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Schmertman n	Robertson & Campanella (1983)	ISOPT-1 1988 Ey(50)
Strato 1	0.20	11.0	0.6	27.50	22.00	48.51
Strato 8	1.60	21.0	1.333	52.50	42.00	216.33
Strato 14	2.80	58.0	2.6	145.00	116.00	456.18
Strato 15	3.00	53.0	2.733	132.50	106.00	451.14
Strato 16	3.20	50.0	1.2	125.00	100.00	449.78
Strato 17	3.40	79.0	1.733	197.50	158.00	569.12
Strato 18	3.60	127.0	1.867	317.50	254.00	677.16
Strato 19	3.80	189.0	1.6	472.50	378.00	756.00
Strato 21	4.20	200.0	1.5	500.00	400.00	800.00

Modulo Edometrico (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Robertson & Campanel	Lunne- Christoffer sen 1983 -	Kulhawy- Mayne 1990	Mitchell & Gardner 1975	Buisman - Sanglerat
--	------------------------	-----------------------------	-----------------------------	----------------------------	-------------------------------------	---------------------------	-------------------------------	------------------------

				la da Schmert mann	Robertson and Powell 1997			
Strato 1	0.20	11.0	0.6	76.85	43.15	82.34	22.00	55.00
Strato 8	1.60	21.0	1.333	41.47	82.38	162.66	42.00	105.00
Strato 14	2.80	58.0	2.6	61.52	227.51	465.86	98.60	87.00
Strato 15	3.00	53.0	2.733	57.61	207.90	424.26	90.10	79.50
Strato 16	3.20	50.0	1.2	54.83	196.13	399.16	100.00	75.00
Strato 17	3.40	79.0	1.733	68.00	309.89	638.05	134.30	118.50
Strato 18	3.60	127.0	1.867	82.29	269.09	1033.68	190.50	190.50
Strato 19	3.80	189.0	1.6	93.46	390.69	1544.80	283.50	283.50
Strato 21	4.20	200.0	1.5	94.90	412.27	1634.77	300.00	300.00

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	G (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 1	0.20	11.0	0.6	Imai & Tomauchi	121.19
Strato 8	1.60	21.0	1.333	Imai & Tomauchi	179.90
Strato 14	2.80	58.0	2.6	Imai & Tomauchi	334.67
Strato 15	3.00	53.0	2.733	Imai & Tomauchi	316.73
Strato 16	3.20	50.0	1.2	Imai & Tomauchi	305.65
Strato 17	3.40	79.0	1.733	Imai & Tomauchi	404.21
Strato 18	3.60	127.0	1.867	Imai & Tomauchi	540.23
Strato 19	3.80	189.0	1.6	Imai & Tomauchi	688.77
Strato 21	4.20	200.0	1.5	Imai & Tomauchi	713.00

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Stress- History	Piacentini Righi 1978	Larsson 1991 S.G.I.	Ladd e Foot 1977
Strato 1	0.20	11.0	0.6	>9	>9	<0.5	>9
Strato 8	1.60	21.0	1.333	1.72	>9	1.68	>9
Strato 14	2.80	58.0	2.6	2.54	>9	1.23	>9
Strato 15	3.00	53.0	2.733	2.14	>9	1.38	>9
Strato 16	3.20	50.0	1.2	1.88	>9	1.52	>9
Strato 17	3.40	79.0	1.733	2.78	>9	1.16	>9
Strato 18	3.60	127.0	1.867	4.19	>9	0.88	>9
Strato 19	3.80	189.0	1.6	5.85	>9	0.69	>9
Strato 21	4.20	200.0	1.5	5.5	>9	0.72	>9

Modulo di reazione Ko

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Ko
Strato 1	0.20	11.0	0.6	Kulhawy & Mayne (1990)	0.00



Strato 8	1.60	21.0	1.333	Kulhawy & Mayne (1990)	0.50
Strato 14	2.80	58.0	2.6	Kulhawy & Mayne (1990)	0.64
Strato 15	3.00	53.0	2.733	Kulhawy & Mayne (1990)	0.57
Strato 16	3.20	50.0	1.2	Kulhawy & Mayne (1990)	0.53
Strato 17	3.40	79.0	1.733	Kulhawy & Mayne (1990)	0.68
Strato 18	3.60	127.0	1.867	Kulhawy & Mayne (1990)	0.89
Strato 19	3.80	189.0	1.6	Kulhawy & Mayne (1990)	1.10
Strato 21	4.20	200.0	1.5	Kulhawy & Mayne (1990)	1.06

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	C	Crm
Strato 1	0.20	11.0	0.6	0.18791	0.02443
Strato 8	1.60	21.0	1.333	0.13033	0.01694
Strato 14	2.80	58.0	2.6	0.10228	0.0133
Strato 15	3.00	53.0	2.733	0.10428	0.01356
Strato 16	3.20	50.0	1.2	0.10569	0.01374
Strato 17	3.40	79.0	1.733	0.09692	0.0126
Strato 18	3.60	127.0	1.867	0.09398	0.01222
Strato 19	3.80	189.0	1.6	0.10645	0.01384
Strato 21	4.20	200.0	1.5	0.11386	0.0148

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato 1	0.20	11.0	0.6	Meyerhof	1.80
Strato 8	1.60	21.0	1.333	Meyerhof	1.80
Strato 14	2.80	58.0	2.6	Meyerhof	1.80
Strato 15	3.00	53.0	2.733	Meyerhof	1.80
Strato 16	3.20	50.0	1.2	Meyerhof	1.80
Strato 17	3.40	79.0	1.733	Meyerhof	1.80
Strato 18	3.60	127.0	1.867	Meyerhof	1.90
Strato 19	3.80	189.0	1.6	Meyerhof	1.90
Strato 21	4.20	200.0	1.5	Meyerhof	1.90

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato 1	0.20	11.0	0.6	Meyerhof	2.10
Strato 8	1.60	21.0	1.333	Meyerhof	2.10
Strato 14	2.80	58.0	2.6	Meyerhof	2.10
Strato 15	3.00	53.0	2.733	Meyerhof	2.10
Strato 16	3.20	50.0	1.2	Meyerhof	2.10
Strato 17	3.40	79.0	1.733	Meyerhof	2.10

Strato 18	3.60	127.0	1.867	Meyerhof	2.20
Strato 19	3.80	189.0	1.6	Meyerhof	2.20
Strato 21	4.20	200.0	1.5	Meyerhof	2.20

Liquefazione - **Accelerazione sismica massima (g)=0.15**

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Fattore di sicurezza a liquefazione
Strato 1	0.20	11.0	0.6	Robertson & Wride 1997	7.273
Strato 8	1.60	21.0	1.333	Robertson & Wride 1997	19.703
Strato 14	2.80	58.0	2.6	Robertson & Wride 1997	41.248
Strato 15	3.00	53.0	2.733	Robertson & Wride 1997	46.887
Strato 16	3.20	50.0	1.2	Robertson & Wride 1997	12.741
Strato 17	3.40	79.0	1.733	Robertson & Wride 1997	20.603
Strato 18	3.60	127.0	1.867	Robertson & Wride 1997	31.581
Strato 19	3.80	189.0	1.6	Robertson & Wride 1997	55.425
Strato 21	4.20	200.0	1.5	Robertson & Wride 1997	63.92

## **ALLEGATO 02**

### **Prova sismica HVSR**



# CARATTERISTICHE DELLA STRUMENTAZIONE PER L'ACQUISIZIONE GEOFISICA

## Descrizione

Gemini è un acquisitore di dati sismici.

All'interno di un unico contenitore waterproof è integrata una terna di geofoni e un acquisitore hardware da 24 bit, le masse oscillanti con frequenza di risonanza da 2Hz sono accuratamente accoppiate meccanicamente ed elettricamente.

Gemini permette di acquisire ed effettuare indagini di:

- Sismica passiva
  - dati HVSr, quindi di sismica cosiddetta "passiva";
  - misure vibrazionali.
- Sismica attiva
  - rilievi MASW;
  - dati Holisurface.

Collegata a computer tramite l'interfaccia USB, la Gemini consente la memorizzazione e la successiva analisi dei dati direttamente su PC tramite il software dedicato in dotazione. I tre geofoni interni sono orientati secondo una terna di assi cartesiani, assumendo la convenzione descritta nelle linee guida del Progetto "SESAME":

- asse Z = geofono verticale = direzione Up-Down;
- asse X = geofono orizzontale = direzione East-West;
- asse Y = geofono orizzontale = direzione North-South.

L'etichetta sul contenitore di Gemini riporta le informazioni per il corretto orientamento; ricordiamo inoltre che la terna deve essere livellata prima dell'acquisizione, operazione facilitata con l'ausilio della livella a bolla montata sul corpo dello strumento. Le operazioni di livellamento su pavimentazioni rigide sono possibili montando sulla terna gli appositi piedini regolabili in dotazione; per l'utilizzo su terreno, si consiglia l'utilizzo con gli appositi puntali.

## Caratteristiche tecniche nominali della terna di geofoni Gemini-2 (temp.di rif.=20°C)

Frequenza Naturale: 2Hz  $\pm$  10%

Sensibilità: 2V/cm\*s-1  $\pm$  10%

Resistenza interna: 5.8 K $\Omega$  $\pm$ 5%

Smorzamento (dumping): 0.7 $\pm$ 10%

Distorsione armonica:  $\leq$  0.2%

Impedenza di ingresso:  $\geq$  10M $\Omega$

Temperatura d'utilizzo: -25°C  $\sim$  +55°C

Dimensioni:  $\varnothing$  128 x 80mm (piedini escl.)

Peso: 2.10 kg



## **VERSIONE “GEMINI HVSR”**

- n.1 geofono triassiale Gemini da 2 Hz;
- n°3 puntali per terreno;
- n°3 piedini regolabili (per utilizzo su asfalto o supporti/materiali rigidi);
- n.1 cavo USB per connessione a PC;
- n.1 chiave USB con manuale, software di gestione e documentazione tecnica.

## **VERSIONE “GEMINI MASW”**

- n.1 geofono triassiale Gemini da 2 Hz;
- n°3 puntali per terreno;
- n°3 piedini regolabili (per utilizzo su asfalto o supporti/materiali rigidi);
- n.1 cavo USB per connessione a PC dotato di connessione per trigger (geofono starter o mazza di battuta);
- n.1 cavo schermato su rullo (Mt. 100) per trigger Gemini;
- n.1 Geofono starter;
- n.1 Mazza di battuta da 8Kg, con starter piezoelettrico;
- n.1 Piattello di battuta in alluminio per energizzazione verticale, dimensioni 20x20x5 cm;
- n.1 Traversina in legno per energizzazione laterale;
- n.1 Chiave USB-GPS per geo-localizzazione;
- n.1 Chiave USB con manuale, software di gestione e documentazione tecnica.

## **SOFTWARE DI ACQUISIZIONE DATI: *PASI GEMINI - Versione 2.2.6***

### **Specifiche tecniche del software e dell'elettronica di campionamento**

Impedenza d'ingresso: 2 M $\Omega$

Frequenze di campionamento: 20, 100, 200, 500, 1000, 2000, 4000, Hz

Risoluzione della conversione A/D: 24 bit reali

Durata delle acquisizioni: da 250 ms a 1440 minuti

Numero di canali acquisiti: 3 + 1 AUX (eventuale trigger)

Dinamica massima teorica: 144 dB

Rev. 2.2.7 16

Rapporto S/N a Fc=1KHz: 117 dB

Banda passante a Fc=1KHz: 110 Hz, proporzionale a Fc

Temperatura d'utilizzo: -25°C ~ +55°C

## **SOFTWARE DI ELABORAZIONE DATI:**

### ***WinMASW 3C - Versione 6.0***

### ***HoliSurface - Versione 4.0***

Per maggiori dettagli, si prega di consultare l'indirizzo Internet:

<http://www.winmasw.com>



Figura A. 1 - Versione "GEMINI HVSr" basale impiegata per la prospezione sismica passiva: dettaglio dei supporti intercambiabili in dotazione, da sostituire a seconda che si acquisisca su superficie rigida o su terreno.



Figura A. 2 - Versione "GEMINI MASW" impiegata per la prospezione sismica attiva: lo stendimento prevede il collegamento della strumentazione procedendo da sinistra verso destra. In aggiunta va inserito il PC come per una normale acquisizione HVSr.

## ACQUISIZIONE HVSR1

CLASSE DI QUALITÀ DELLA MISURA	A	B1	B2	C
Descrizione delle Classi	CLASSE A: Prova affidabile ed interpretabile	CLASSE B1: Prova da interpretare che presenta almeno un picco chiaro	CLASSE B2: Prova da interpretare che non presenta picchi chiari nell'intervallo di frequenze considerato	CLASSE C: Prova scadente difficile da interpretare

SESAME HVSR MEASUREMENT FIELD SHEET			
Comune: Montechiarugolo (PR)		Indirizzo: Loc. Basilicagoiano	
Attività da svolgere: Indagine HVSR		Data: 10/03/2020	Ora: 18.20
DATI TECNICI			
Operatore: Geol. Sergio Lasagna		Prova n° HVSR1	Codice file /
Strumento: Geofono triassiale da 2 Hz "GEMINI 2" PASI Instruments		Freq. Campionamento: 200 Hz	Durata (min): 20 min

## CONDIZIONI ATMOSFERICHE

Vento	<input checked="" type="checkbox"/> assente	<input type="checkbox"/> debole	<input type="checkbox"/> moderato	<input type="checkbox"/> forte
Pioggia	<input checked="" type="checkbox"/> assente	<input type="checkbox"/> debole	<input type="checkbox"/> moderata	<input type="checkbox"/> forte

## TERRENO DI PROVA

Suolo	<input checked="" type="checkbox"/> argilloso limoso soffice	<input type="checkbox"/> argilloso limoso duro	<input checked="" type="checkbox"/> con erba	<input type="checkbox"/> senza erba
	<input type="checkbox"/> ghiaia	<input type="checkbox"/> sabbia	<input type="checkbox"/> sabbia e ghiaia	<input type="checkbox"/> roccia
Pavimentazione artificiale	<input type="checkbox"/> rilevato in ghiaia	<input type="checkbox"/> cemento/cls	<input type="checkbox"/> asfalto	<input type="checkbox"/> sabbia
Accoppiamento sensore	<input checked="" type="checkbox"/> piedini infissi	<input type="checkbox"/> accoppiamento artificiale	<input type="checkbox"/> sabbia	<input type="checkbox"/> altro
	<input type="checkbox"/> piedini da pavimento			

## STRUTTURE CIRCOSTANTI

Abitazioni	<input type="checkbox"/> assenti	<input checked="" type="checkbox"/> sparse	<input type="checkbox"/> fitte	<input type="checkbox"/> molto fitte
Fabbriche	<input type="checkbox"/> assenti	<input checked="" type="checkbox"/> sparse	<input type="checkbox"/> fitte	<input type="checkbox"/> molto fitte
Piante	<input type="checkbox"/> assenti	<input checked="" type="checkbox"/> sparse	<input type="checkbox"/> fitte	<input type="checkbox"/> molto fitte
Ponti.	<input checked="" type="checkbox"/> Assenti		<input type="checkbox"/> Presenti	
Strutt.sotterr.	<input checked="" type="checkbox"/> Assenti		<input type="checkbox"/> Presenti	

## SORGENTI DI RUMORE

	Assente	Raro	Moderato	Forte	Molto forte	Distanza (m)
Disturbo discontinuo	auto	<input checked="" type="checkbox"/>				
	mezzi pesanti	<input checked="" type="checkbox"/>				
	passanti	<input checked="" type="checkbox"/>				
	altro	<input checked="" type="checkbox"/>				
Disturbo continuo	<input checked="" type="checkbox"/> Assenti			<input type="checkbox"/> Presenti		

## ACQUISIZIONE HVSR1

### Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio from passive seismics

Dataset: SITE\_20200310\_1820CLEAN.SAF

Sampling frequency (Hz): 128

Window length (sec): 20

Minimum frequency soundly determined [10 cycles]: 0.5Hz

Length of analysed dataset (min): 12.5

Tapering (%): 5

Smoothing (%): 10

=====

**In the following the results considering the data in the 0.5-20.0Hz frequency range**

Peak frequency (Hz): 0.5 ( $\pm 2.1$ )

Peak HVSR value: 2.9 ( $\pm 0.9$ )

**=== Criteria for a reliable H/V curve ===**

#1.  $[f_0 > 10/Lw]: 0.532 > 0.5$  (OK)

#2.  $[n_c > 200]: 691 > 200$  (OK)

#3.  $[f_0 > 0.5\text{Hz}; \sigma_A(f) < 2 \text{ for } 0.5f_0 < f < 2f_0]$  (OK)

**=== Criteria for a clear H/V peak (at least 5 should be fulfilled) ===**

#1.  $[\text{exists } f_- \text{ in the range } [f_0/4, f_0] \mid A_H/V(f_-) < A_0/2]:$  (NO)

#2.  $[\text{exists } f_+ \text{ in the range } [f_0, 4f_0] \mid A_H/V(f_+) < A_0/2]:$  yes, at frequency 1.1Hz (OK)

#3.  $[A_0 > 2]: 2.9 > 2$  (OK)

#4.  $[f_{\text{peak}}[A_H/V(f)] \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%]:$  (NO)

#5.  $[\sigma_A(f) < \epsilon(f_0)]: 2.116 > 0.080$  (NO)

#6.  $[\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)]: 2.398 < 2$  (NO)

Please, be aware of possible industrial/man-induced peaks or spurious peaks due to meaningless numerical instabilities.

Remember that SESAME criteria should be considered in a flexible perspective and that if you modify the processing parameters they can change

## ACQUISIZIONE HVSR1

show data

step1 (optional) - declimate  
120 Hz

step2 - HV computation  
remove events: both Real & Im   
20 window length (s)   
5 tapering (%)   
15 amplitude threshold  
5 HVSR threshold  
10% spectral smoothing (triangular window)  
2 detrending order   
☐ Particle motion, all HVSRs, time lapse and video  
☒ full output

3D motion  
☐ save video

directivity analysis  
frequencies to highlight: 1.0 5.0 10.0 Hz

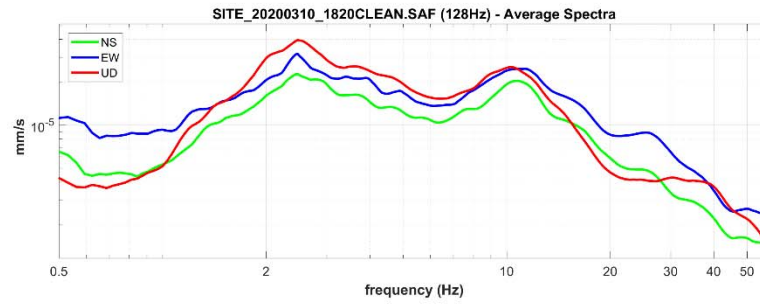
save optional1: save HVSR as 8 ts  
save HV from 0.5 to 60 Hz

picking HV or amplitude spectra  
HVSR

quick analysis (HV vs 4H)  
200 average Vs (m/s) (from surface to bedrock)  
20 depth of the bedrock (m)  
1000 Vs of the bedrock

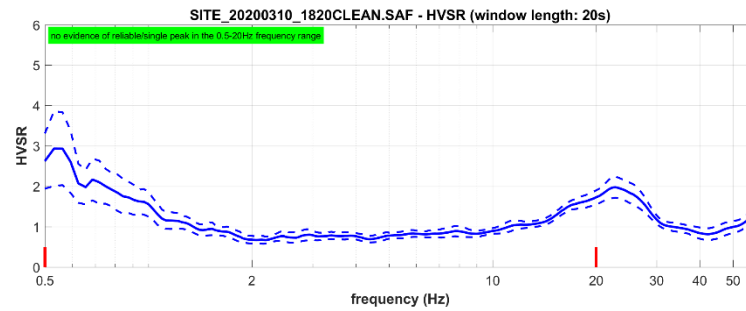
highlight a frequency  
 10 Hz

directivity over time  
 time step: 120 s



your comments

default axes



Criteria for a reliable HV curve

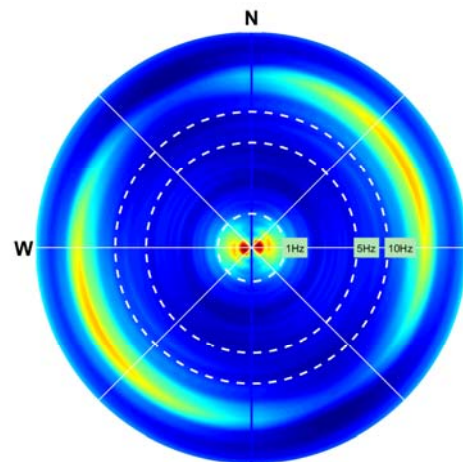
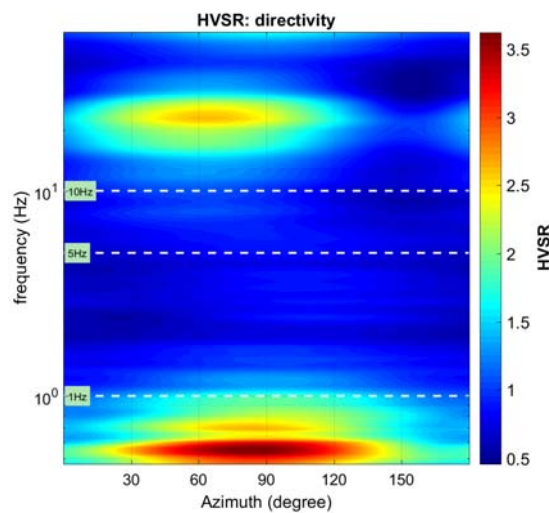
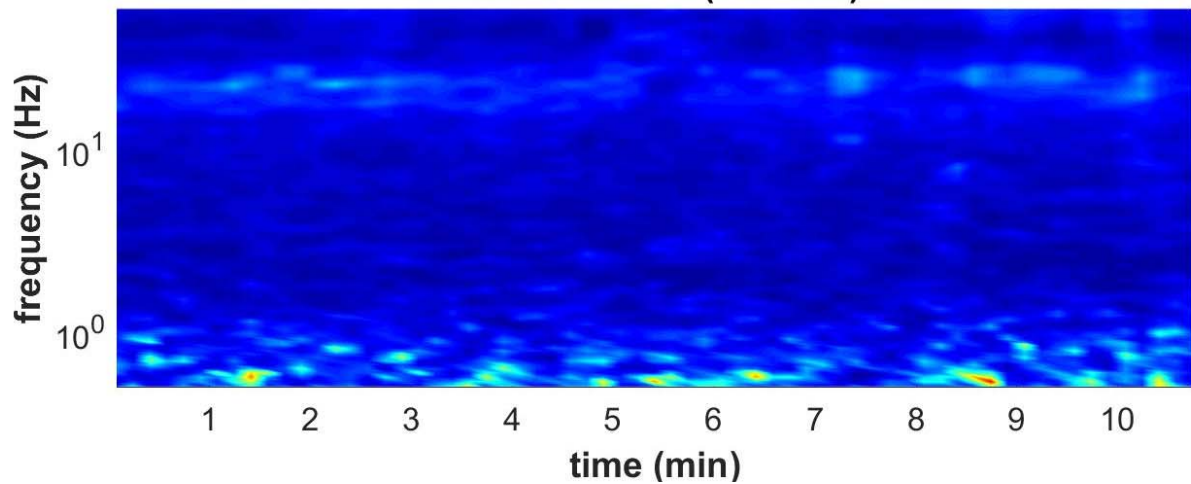
R1: OK  
R2: OK  
R3: OK

Criteria for a clear H/V peak [0.532 Hz]

R1: NO  
R2: OK  
R3: OK  
R4: NO  
R5: NO  
R6: NO

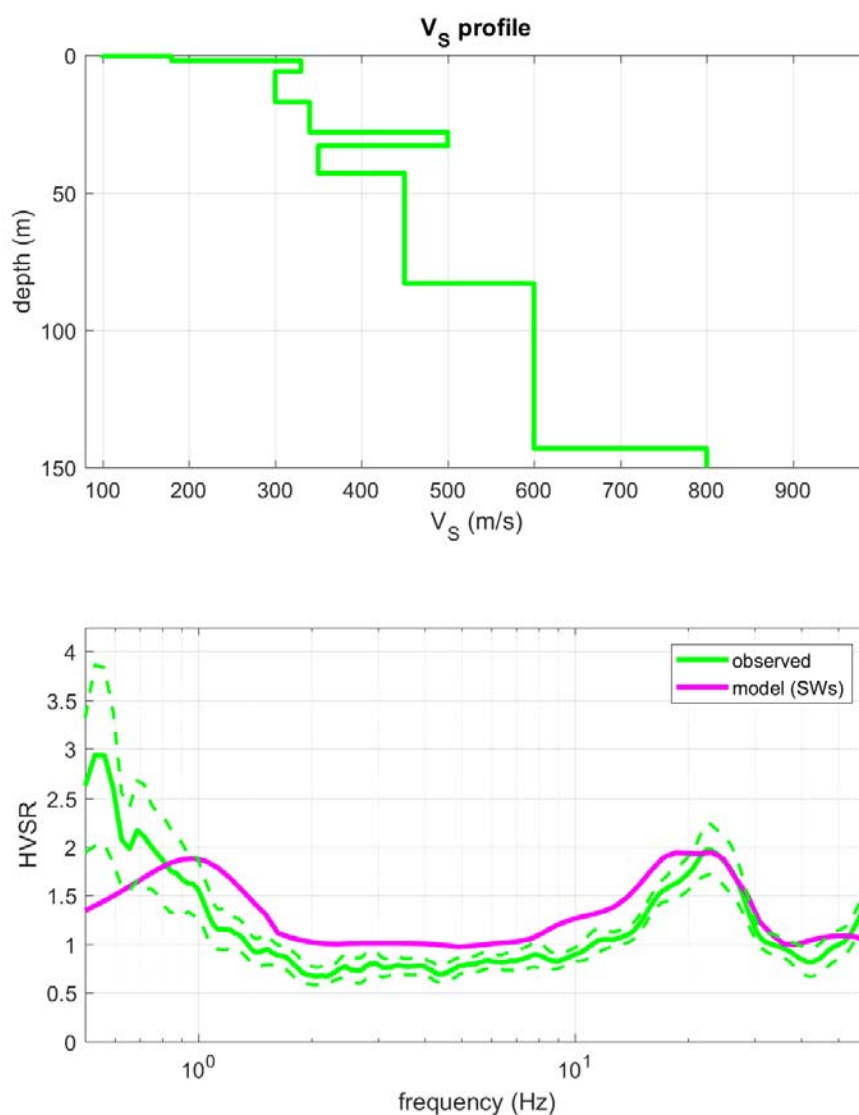
To model the HVSR (also jointly with MASW or ReMi/ESAC data), save the HV curve, go to the "Velocity Spectra, Modeling & Picking" panels and upload the saved HV curve

## HVSR vs Time (2D view)





# HVSr1



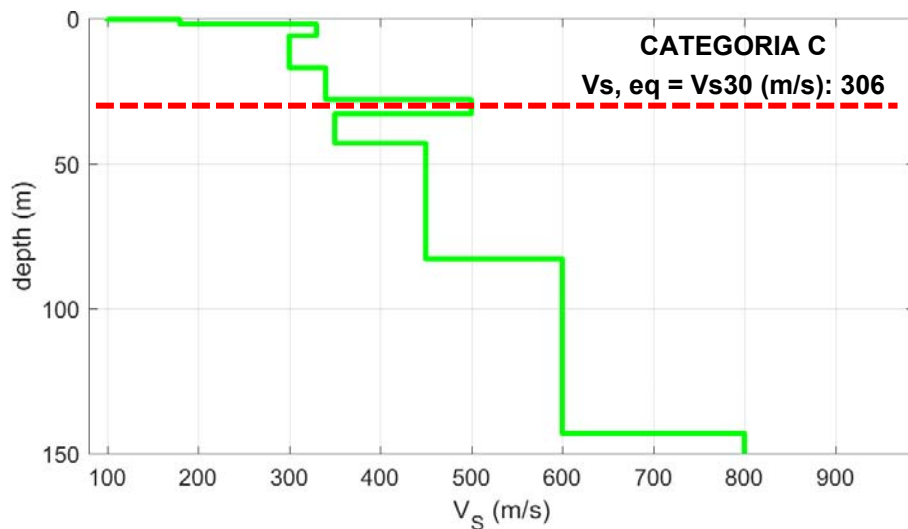
**Tabella C - Picchi delle frequenze di risonanza determinate dalle prove HVSr negli intervalli di frequenze di interesse ingegneristico.**

PICCHI DELLA FREQUENZA IN SITO (da 0, 5 a 20 Hz) DA PROVE HVSr						
N°PROVA	CRITERI SESAME Reliable H/V Curve	CRITERI SESAME Clear H/V Peak	PICCHI PRINCIPALE: F0 SECONDARIO: F1	FREQUENZA [Hz]	VALORE DEL RAPPORTO H/V	QUALITÀ MISURA
HVSr1	3 su 3	2 su 6	F0 F1	0,5 +/- 2,1 ~	2,9 +/- 0,9 ~	B2

**Tabella D - Stratigrafia sismica e parametri determinati.**

Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Velocità onde di taglio	Rapporto di Poisson
1	0	0,4	100	0,40
2	0,4	1,6	180	0,35
3	2,0	4,0	330	0,35
4	6,0	11,0	300	0,35
5	17,0	11,0	340	0,35
6	28,0	5,0	500	0,35
7	33,0	10,0	350	0,30
8	43,0	40,0	450	0,20
9	83,0	60,0	600	0,25
10	143,0	Inf.	800	0,20

**VS Profile**



**C** - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180m/s e 360m/s.

**Tabella E - Calcolo  $V_{s, eq} = V_{s30}$  per i primi 5 m dalla profondità di appoggio della fondazione.**

DETERMINAZIONE $V_{s, eq} = V_{s30}$		
Profondità appoggio	$V_{s, eq} = V_{s30}$ [m/s]	Categoria di sottosuolo
P.C.	306	C
-0,5m	318	C
-1m	324	C
-1,5m	330	C
-2,0m	337	C
-2,5m	339	C



## **ALLEGATO 03**

### **Verifiche geotecniche**

## VERIFICA GEOTECNICA FONDAZIONE A PLINTO

### DATI GENERALI

```
=====
Azione sismica                NTC 2018
Larghezza fondazione          3.0 m
Lunghezza fondazione          3.0 m
Profondità piano di posa      1.8 m
Profondità falda              5.0
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza    0.05/0.2    m
=====
```

### SISMA

```
=====
Accelerazione massima          (ag/g) 0.227
Effetto sismico secondo        NTC      (C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]      3.2
Periodo fondamentale vibrazione [T] 0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk] 0.0545
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi] 0.1731
=====
```

### Coefficienti sismici [N.T.C.]

#### Dati generali

```
=====
Tipo opera:                    2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:                  Classe II
Vita nominale:                 50.0 [anni]
Vita di riferimento:           50.0 [anni]
```

#### Parametri sismici su sito di riferimento

```

Categoria sottosuolo:          C
Categoria topografica:         TI
```

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.48	2.47	0.24
S.L.D.	50.0	0.6	2.5	0.26
S.L.V.	475.0	1.51	2.44	0.28
S.L.C.	975.0	1.91	2.45	0.29

### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.72	0.2	0.0147	0.0073
S.L.D.	0.9	0.2	0.0184	0.0092
S.L.V.	2.2266	0.24	0.0545	0.0272
S.L.C.	2.7001	0.24	0.0661	0.033

### STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
2.6	17.85	18.63	0.0	0.0	46.58	0.0	2353.6	0.0	0.0	0.0	
0.8	17.58	20.52	36.31	0.0	0.0	0.0	7134.34	0.0	0.0	0.0	
10.0	18.0	20.94	40.92	0.0	0.0	0.0	12915.36	0.0	0.0	0.0	

### Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

### Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	Si	1	1	1	1	1	1	1

### CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult] **185.36 kN/m<sup>2</sup>**  
**Resistenza di progetto [Rd] 80.59 kN/m<sup>2</sup>**  
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] --

### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler **7414.37 kN/m<sup>3</sup>**



### **A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	185.36 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	80.59 kN/m <sup>2</sup>

### **Sisma**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	185.36 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	80.59 kN/m <sup>2</sup>

## VERIFICA GEOTECNICA FONDAZIONE A TRAVE

### DATI GENERALI

=====

<b>Azione sismica</b>	<b>NTC 2018</b>
<b>Larghezza fondazione</b>	<b>1.0 m</b>
<b>Lunghezza fondazione</b>	<b>30.0 m</b>
<b>Profondità piano di posa</b>	<b>1.5 m</b>
<b>Profondità falda</b>	<b>5.0</b>
<b>Sottofondazione...Sporgenza, Altezza</b>	<b>0.05/0.2 m</b>

=====

### SISMA

=====

Accelerazione massima		(ag/g)	0.227
Effetto sismico secondo	NTC	(C7.11.5.3.1)	
Fattore di struttura [q]			3.2
Periodo fondamentale vibrazione		[T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno		[Khk]	0.0545
Coefficiente intensità sismico struttura		[Khi]	0.1731

=====

### Coefficienti sismici [N.T.C.]

#### Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

#### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	FO [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.48	2.47	0.24
S.L.D.	50.0	0.6	2.5	0.26
S.L.V.	475.0	1.51	2.44	0.28
S.L.C.	975.0	1.91	2.45	0.29

### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.72	0.2	0.0147	0.0073
S.L.D.	0.9	0.2	0.0184	0.0092
S.L.V.	2.2266	0.24	0.0545	0.0272
S.L.C.	2.7001	0.24	0.0661	0.033

### STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
2.6	17.85	18.63	0.0	0.0	46.58	0.0	2353.6	0.0	0.0	0.0	
0.8	17.58	20.52	36.31	0.0	0.0	0.0	7134.34	0.0	0.0	0.0	
10.0	18.0	20.94	40.92	0.0	0.0	0.0	12915.36	0.0	0.0	0.0	

### Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto

### Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Sì	1	1	1	1	1	2.3	1.1

### CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult] **267.95 kN/m<sup>2</sup>**  
**Resistenza di progetto [Rd] 116.5 kN/m<sup>2</sup>**  
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] --

### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler **10717.85 kN/m<sup>3</sup>**

### A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.01
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	267.95 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	116.5 kN/m <sup>2</sup>
=====	

### Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.01
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	267.95 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	116.5 kN/m <sup>2</sup>
=====	