

**Studio di Ingegneria**

Ing. Nicola Roselli Via Dei Meli,19 86039 Termoli (CB)  
Tel. 3333788752 email ing.nicolaroselli@gmail.com

**REGIONE PUGLIA**  
**Comuni di Stornarella e Orta Nova**  
**Provincia di Foggia**

**PROGETTO DEFINITIVO**

AUTORIZZAZIONE UNICA AI SENSI DEL DLGS 29/12/2003 n.387 RELATIVA ALLA COSTRUZIONE ED ALL'ESERCIZIO DELL'IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE FOTOVOLTAICA E DELLE RELATIVE OPERE ED INFRASTRUTTURE CONNESSE DELLA POTENZA NOMINALE MASSIMA DI 24,029 MW E DELLA POTENZA NOMINALE IN A.C. PARI A 21,00 MW SITO NEI COMUNI DI ORTA NOVA E STORNARELLA.

TITOLO TAVOLA  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

PROGETTAZIONE	PROPONENTE	SPAZIO RISERVATO AGLI ENTI
<p>PROGETTISTA Ing. Nicola ROSSELLI</p> <p>Ing. Rocco SALOME</p> <p>IL CONSULENTE Geol. Vito PLESCIA</p> <p>CONSULENZE E COLLABORAZIONI Arch Gianluca DI DONATO Per.Ind. Alessandro CORTI Dott. Massimo MACCHIAROLA Ing. Elvio Muretta Archeol.Gerardo FRATIANNI</p>	<p><b>LIMES 26 S.R.L.</b> SEDE LEGALE Milano, cap 20121 via Manzoni n° 41 P.IVA 10537760968, Rappresentante legale dott. Cristiano Spillati.</p>	

<b>4.2.3</b>	FILE Q6HSS18_4.2.3_RELAZIONE GEOTECNICA	CODICE PROGETTO Q6HSS18	SCALA
--------------	--	----------------------------	-------

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	10/03/2020	EMISSIONE	PLESCIA	LIMES26	LIMES26
B	DATA				
C	DATA				
D	DATA				
E	DATA				
F	DATA				

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi utilizzazione, totale o parziale, senza previa autorizzazione

## INDICE

<b>PREMESSA.....</b>	<b>pag 1</b>
<b>1. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREE OGGETTO DELL'INTERVENTO.....</b>	<b>// 3</b>
<b>2. PROGETTO PAI.....</b>	<b>// 8</b>
<b>3. GEOLOGIA.....</b>	<b>// 11</b>
<b>4. INDAGINI GEOGNOSTICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>// 15</b>
<b>MODELLO GEOLOGICO PROVE PENETROMETRICHE DPSH-1-2.....</b>	<b>// 20</b>
<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DE SITI.....</b>	<b>// 21</b>
<b>RELAZIONE SULLA PERICOLOSITA' SISMICA.....</b>	<b>// 25</b>
<b>VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE.....</b>	<b>// 26</b>
<b>5. SISMICA.....</b>	<b>// 27</b>
<b>6. VERIFICHE GEOTECNICHE.....</b>	<b>// 30</b>
<b>Bibliografia.....</b>	<b>// 42</b>

*PLANIMETRIA SATELLITARE*

*PLANIMETRIA UBICAZIONE AREE ALLO STUDIO Scala 1 : 7.000/5.000*

*CARTA GEOMORFOLOGICA Scala 1 : 7.000/5.000*

*CARTA PAI DELLA PERICOLOSITA' FRANE PERICOLOSITA' INONDAZIONE  
Scala 1 : 7.000/5.000*

*CARTA GEOLOGICA Scala 1 : 100.000/7.000/5.000*

*PLANIMETRIA UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE Scala 1 : 7.000/5.000*

*DOCUNENTAZIONE FOTOGRAFICA*

*STRATIGRAFIE PROVE PENETROMETRICHE*

*CARTA SISMICA DELL'ITALIA PER LA VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE*

## ALLEGATI

*TABELLE E GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE*

*TABELLE E GRAFICI PROVE SISMICHE*

*TABELLA CALCOLO DEL  $V_s$ , Equ*

*PLANIMETRIA SATELLITARE Scala 1 : 10.000*

*PLANIMETRIA UBICAZIONE IMPIANTO FOTOVOLTAICO Scala 1 : 10.000*

*CARTA GEOMORFOLOGICA Scala 1 : 10.000*

*CARTA PAI Scala 1 : 10.000*

*CARTA GEOLOGICA Scala 1 : 10.000*

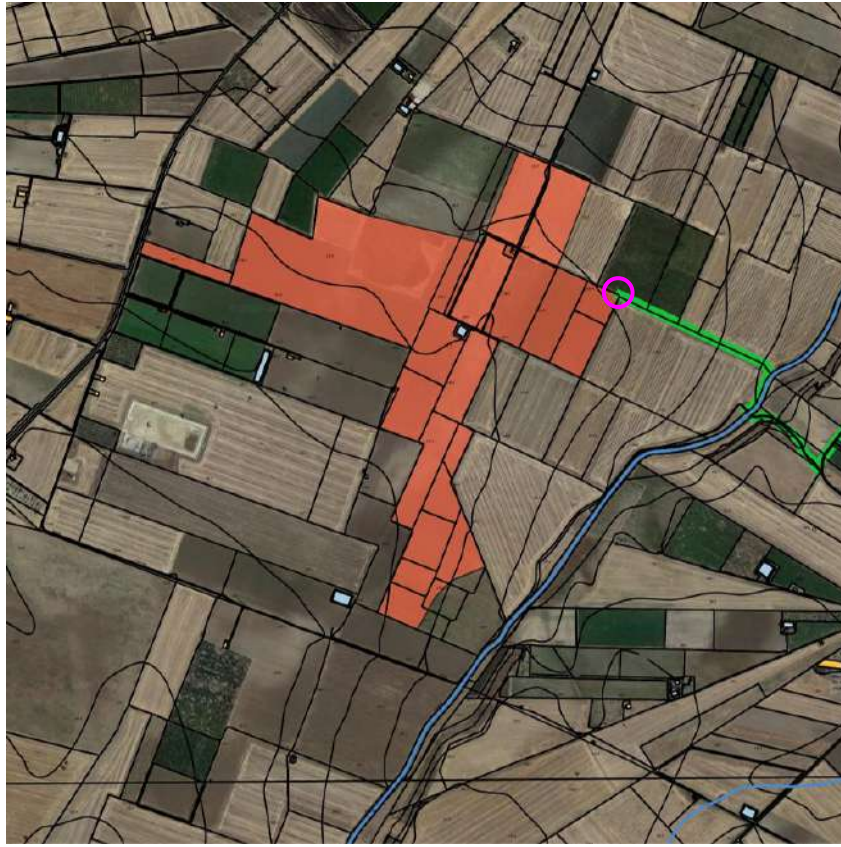
*PLANIMETRIA UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE Scala 1 : 10.000*

***PREMESSA***

Per conto della Società LINES 26 S.R.L., con sede in Via Manzoni n. 41 Milano, il sottoscritto Geologo Plescia Vito Francesco, iscritto all'Albo Professionale dell'Ordine dei Geologi della Regione Molise al n° 039 sez. A "Geologi Specialisti", ha eseguito uno studio geotecnico, a corredo del progetto definitivo autorizzazione unica ai sensi del DLGS n.37 relativa alla costruzione ed all'esercizio dell'impianto di produzione di energia elettrica da fonte fotovoltaica e delle relative opere ed infrastrutture connesse della potenza nominale massima di 24,029 MW e della potenza nominale in a.c. pari a 21,00 MW sito nei comuni di Ortanova e Stornarella. ". Detto studio riguarda il piano di sedime della cabina utente nel campo fotovoltaico, ed il piano di sedime della cabina di presa vicina alla futura sottostazione Terna.

Nelle aree in esame, per la ricostruzione della serie litostratigrafica locale sono state effettuate due prove penetrometriche dinamiche continue DPSH. La prima è stata effettuata nei pressi della cabina utente nel campo fotovoltaico, la seconda nei pressi della cabina di presa vicina alla futura sottostazione Terna. Mentre per il calcolo della risposta sismica locale ai sensi del D.M. 17/01/2018 e della Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21 gennaio 2019, sono state effettuate due prove sismiche del tipo passiva a stazione singola (HVSR-microtremori) La prima è stata effettuata nei pressi della cabina utente nel campo fotovoltaico, la seconda nei pressi della cabina di presa vicina alla futura sottostazione Terna. Di seguito si espongono le risultanze di che trattasi e le considerazioni emerse dallo studio effettuato.

**VISIONE SATELLITARE DELLE AREE OGGETTO DELL'INTERVENTO**



**Area cabina utente fotovoltaico** ○

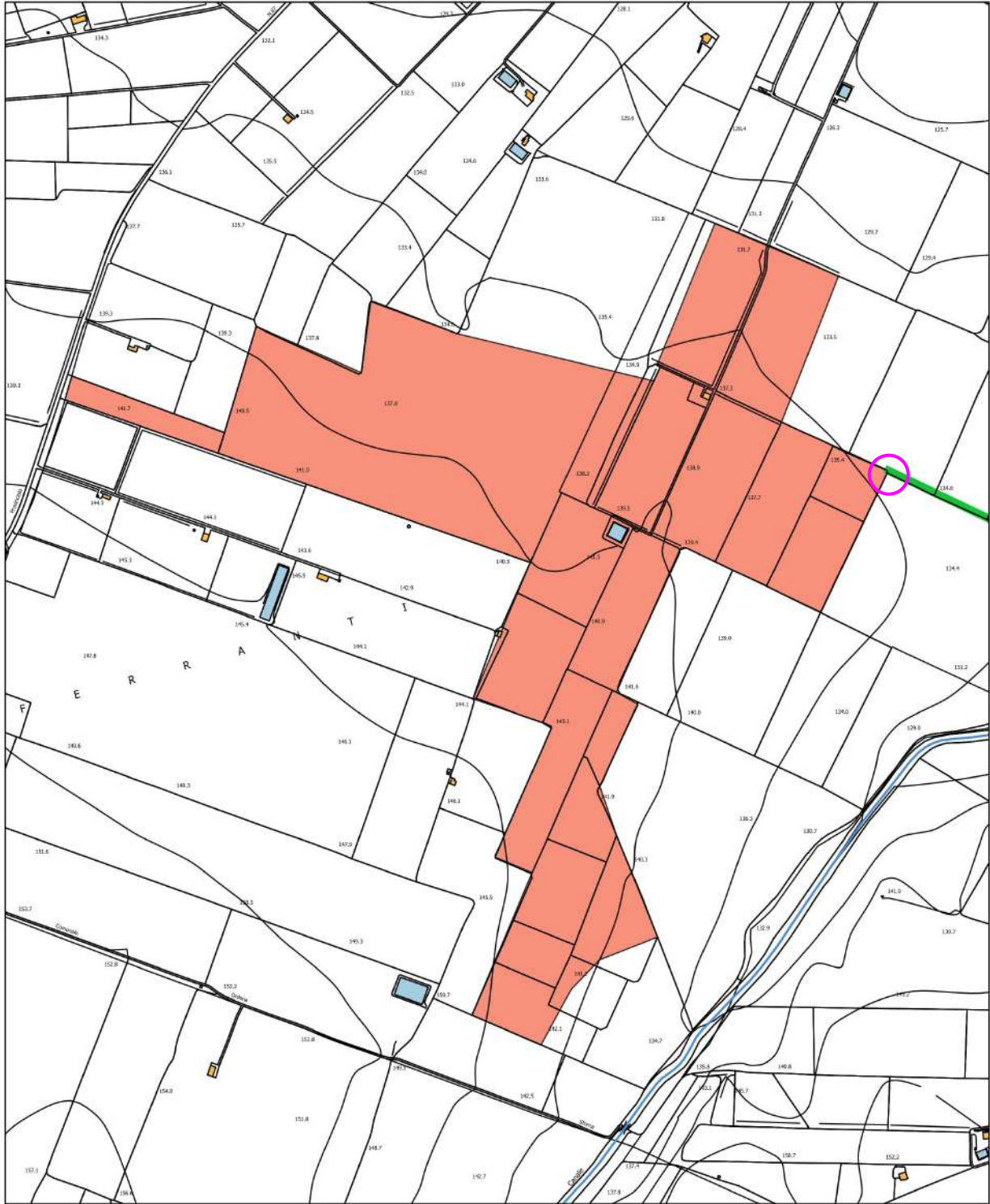


**Area cabina di presa Mp** ●

## ***1. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO DELLE AREE OGGETTO DELL'INTERVENTO***

Il territorio interessato dal presente studio è topograficamente è individuabile nel foglio al 100.000, n° 175 Cerignola e nelle Carte Tecniche Regionali elementi 422052, 422053, 422063, 422090, 22091, 422094, 422104 alla scala 1 : 5.000. In particolare l'area interessata dalla cabina utente del fotovoltaico rientra nella CTR 422090 territorialmente è delimitata a nord dalla Masseria Durando, ad est dal Canale Ponticelli, a sud dalla strada comunale Ordonà Storna ed infine ad ovest dalla Strada Provinciale n.87. Mentre l'area destinata a cabina utente MT, è ubicata vicino alla futura sottostazione della Terna a Nord di Stornara, elemento CTR 422063.

Morfologicamente l'area interessata dalla cabina utente si presenta per lo più pianeggiante ed altimetricamente è posta a quote minime di mt 134.80 s.l.m., La cabina di presa è posta a quota 81 mt s.l.m. Per quanto riguarda il rischio idrogeologico sia nell'area preposta per la realizzazione dell'impianto che nell'area destinata alla cabina, dall'analisi effettuate nel presente studio e dalla visione delle carte tematiche del P.A.I. dell'A.d.B. Puglia, risulta nullo. Ugualmente per la pericolosità geomorfologica le aree non risultano interessate. Detta pericolosità la ritroviamo soltanto in destra dell'area di sedime dell'impianto fotovoltaico per una parte il Canale Rio Torto è interessato da pericolosità geomorfologica PG1. Nelle aree allo studio ed in quelle vicinarie non si riscontrano fenomeni franosi in atto o potenziali, il territorio fa parte del Tavoliere delle Puglie pertanto per la bassa acclività si presenta stabile e privo di fenomenologie eversive frane crolli ecc.. che, nel futuro potrebbero interessare gli impianti o influenzare l'amplificazione sismica locale. Tutto ciò è visibile, nelle carte geomorfologiche e nelle carte della pericolosità idraulica redatta dall'autorità di bacino ed allegate al Piano di Assetto Idrogeologico (PAI).



PLANIMETRIA UBICAZIONE AREA ALLO STUDIO

Legenda

Elementi

Linea MT

Area allo studio

Scala 1 : 7.000



PLANIMETRIA UBICAZIONE CABINA DI PRESA

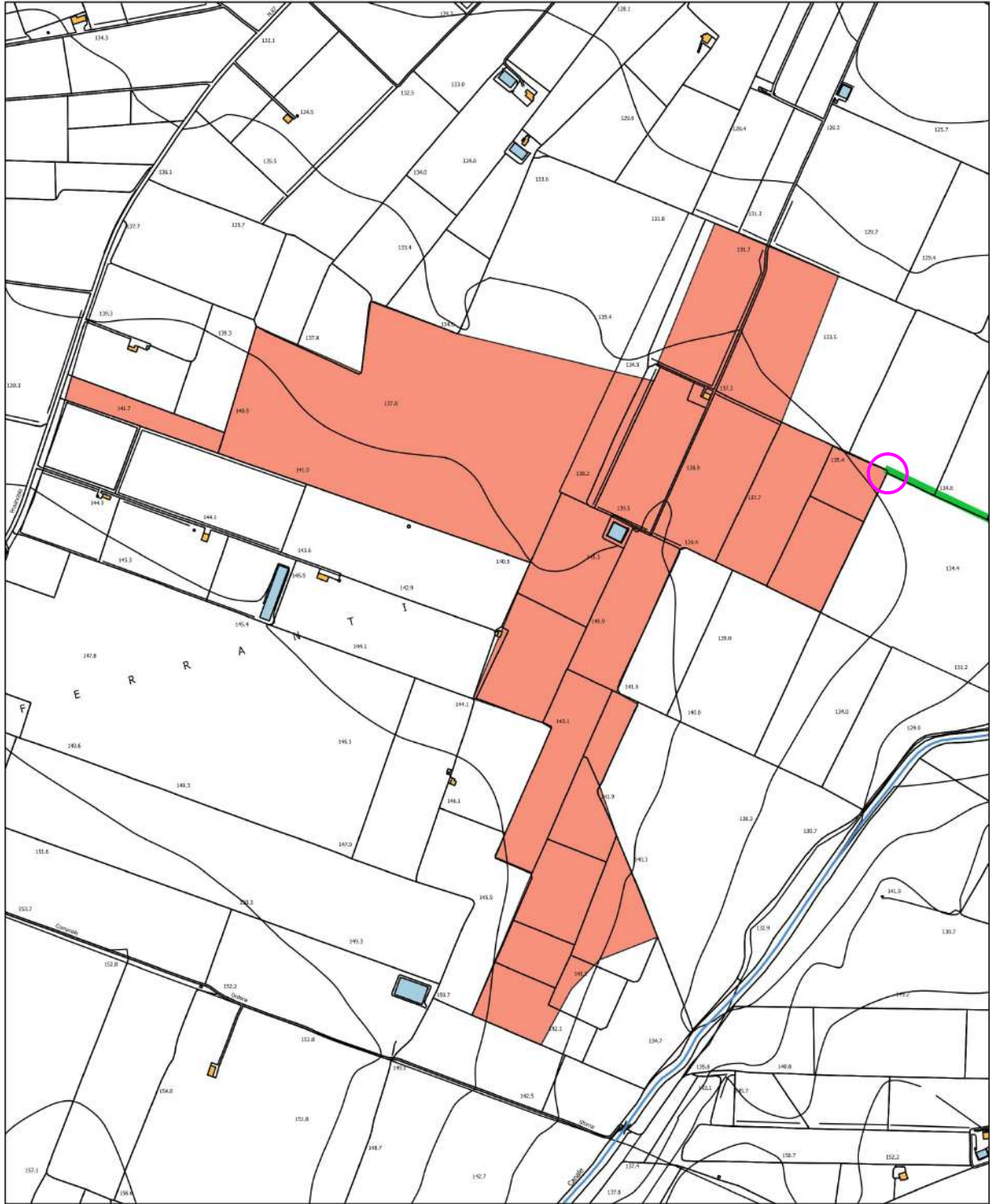
Legenda

Elementi

- Linea MT
- Preso

Scala 1 : 5.000







CARTA GEOMORFOLOGICA

Scala 1 : 7.000

Legenda




Elementi

-  Linea MT
-  Area allo studio




GEOMORFOLOGIA

-  422\_sorgenti
-  422\_vette
-  422\_punti\_sommitali

GEOMORFOLOGIA

-  422\_reticolo
-  422\_orli\_terrazzo\_morfologico
-  422\_creste

GEOMORFOLOGIA

-  422\_discariche\_controllate
-  422\_cave
-  422\_bacini\_idrici



CARTA GEOMORFOLOGICA

Scala 1 : 5.000

Legenda

Elementi

- █ Linea MT
- █ Presa

GEOMORFOLOGIA

- 422\_sorgenti
- 422\_vette
- 422\_punti\_sommitali

GEOMORFOLOGIA

- 422\_reticolo
- 422\_orli\_terrazzo\_morfologico
- 422\_creste

GEOMORFOLOGIA

- █ 422\_discariche\_controllate
- █ 422\_cave
- █ 422\_bacini\_idrici

## **2. PROGETTO PAI**

Il Progetto PAI è finalizzato al miglioramento delle condizioni di regime idraulico e della stabilità geomorfologica, individua e norma per l'intero ambito del bacino le aree a pericolosità idraulica e le aree a pericolosità geomorfologica.

Le aree a pericolosità idraulica individuate dal PAI sono suddivise, in funzione dei differenti gradi di rischio in:

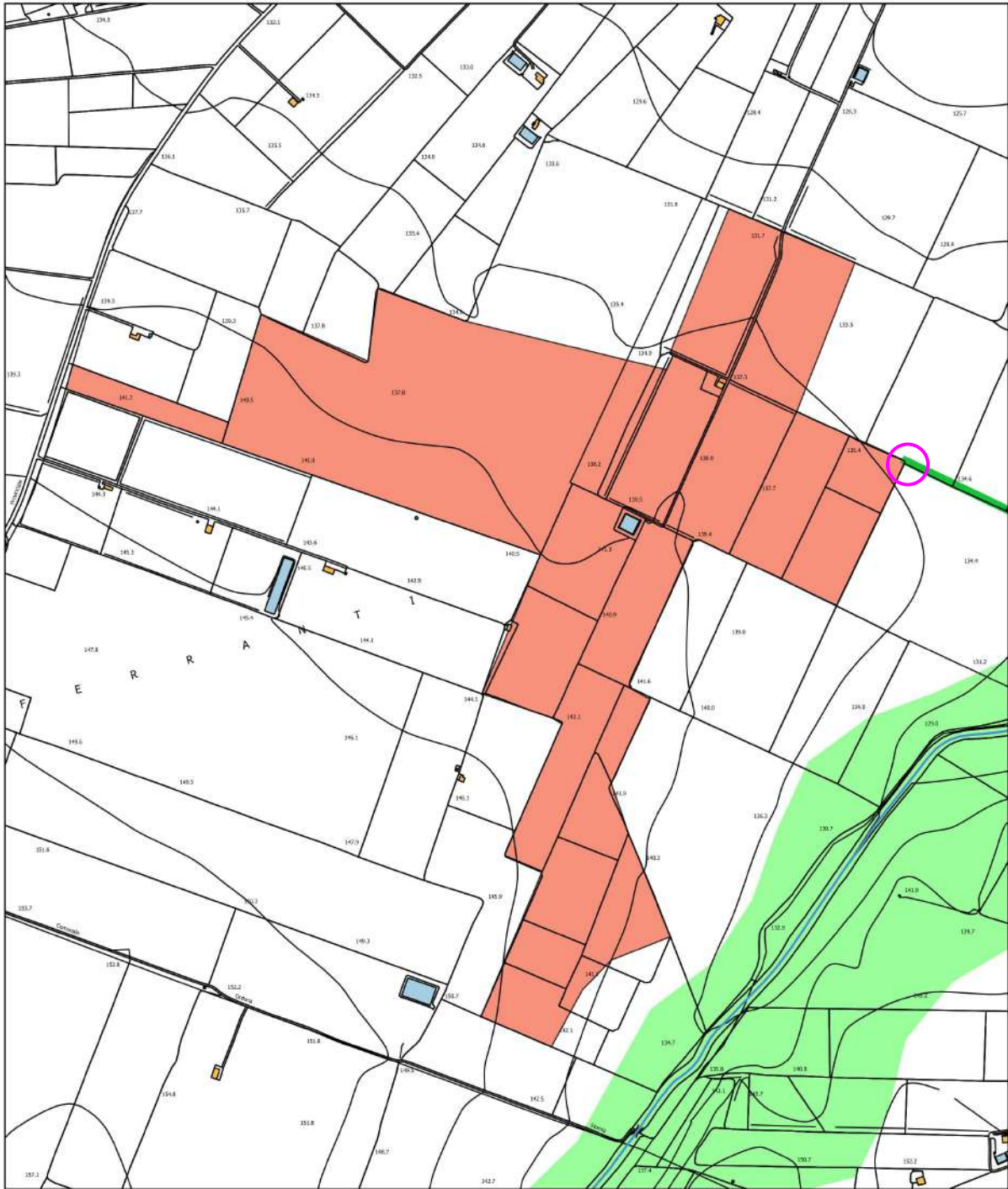
### **AREE A PERICOLOSITA' IDRAULICA**

- 1) Aree ad alta probabilità di inondazione – A.P.;
- 2) Aree a media probabilità di inondazione –M.P.;
- 3) Aree a bassa probabilità di inondazione – B.P.;

### **4) AREE A PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA**

- 1) Aree a pericolosità geomorfologica molto elevata – P.G.3;
- 2) Aree a pericolosità geomorfologica elevata – P.G.2;
- 3) Aree a pericolosità geomorfologica media e moderata – P.G.1;

Per quanto riguarda il rischio idrogeologico sia nell'area preposta per la realizzazione della cabina utente dell'impianto che nell'area destinata alla cabina di presa, dall'analisi effettuate nel presente studio e dalla visione delle carte tematiche del P.A.I. dell'A.d.B. Puglia, risulta nullo. Ugualmente per la pericolosità geomorfologica le aree non risultano interessate. Detta pericolosità la ritroviamo soltanto in destra dell'area di sedime dell'impianto fotovoltaico. Come si evidenzia nella cartografia allegata, una parte il Canale Rio Torto è interessato da pericolosità geomorfologica PG1. Per quanto riguarda il cavo MT, incrocia l'area interessata da pericolosità geomorfologica PG1 nella zona di attraversamento del Canale ove esiste un ponticello già attraversato da diversi sottoservizi. Tuttavia in fase di realizzazione saranno effettuate idonee opere di mitigazione della pericolosità.





CARTA PAI

Scala 1 : 7.000

Legenda

Elementi

-  Linea MT
-  Area allo studio




PAI

Pericolosità Frane

-  PG3
-  PG2
-  PG1

PAI

Pericolosità Inondazione

-  AP
-  MP
-  BP



CARTA PAI

Scala 1 : 5.000

Legenda

Elementi

- Linea MT
- Presa

PAI

Pericolosità Frane

- PG3
- PG2
- PG1

PAI

Pericolosità Inondazione

- AP
- MP
- BP

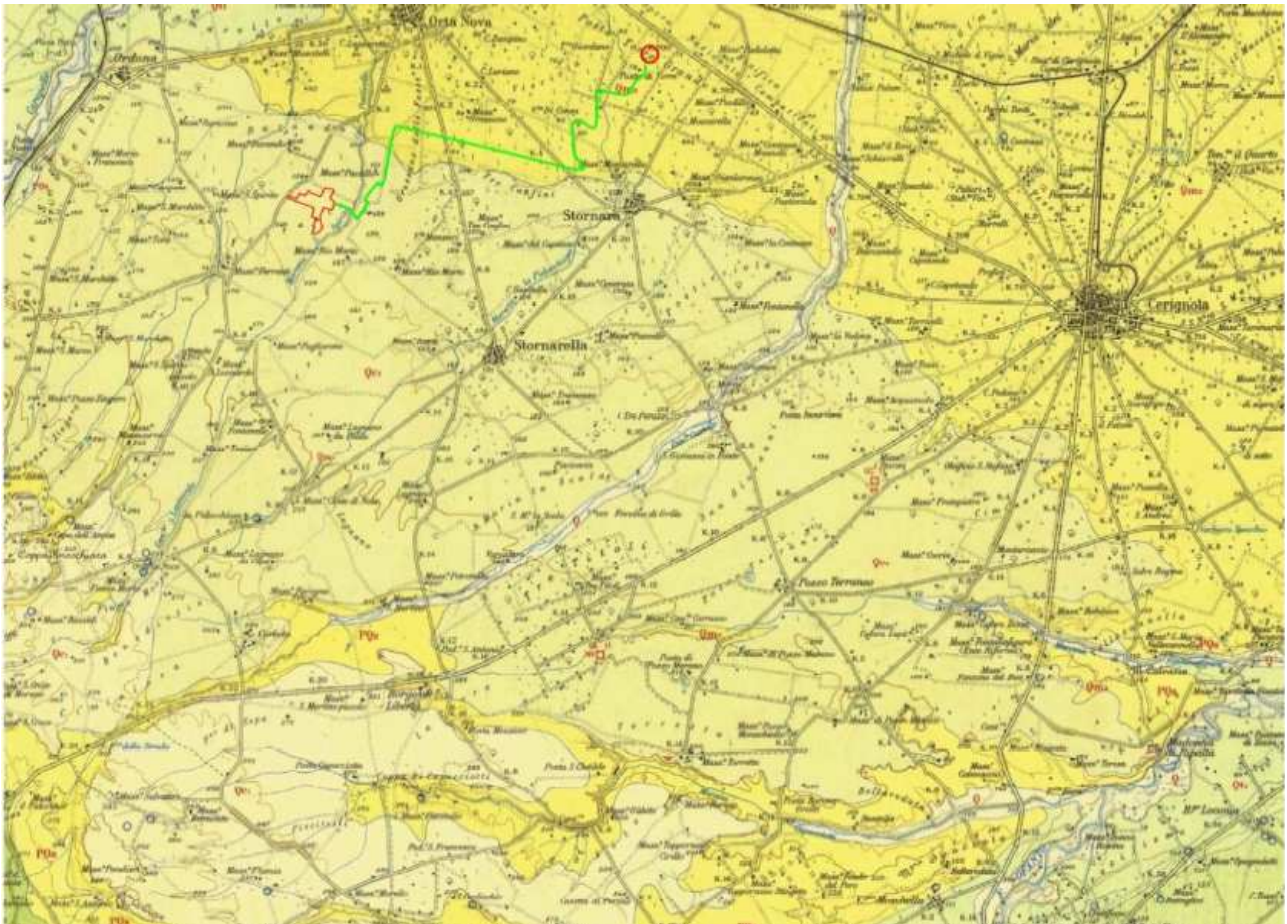
### 3. GEOLOGIA

La geologia del territorio interessato dall'intervento ospita terreni delle formazioni terrigene dell'avanfossa bradanica, essi costituiscono l'ossatura del tavoliere. La sinclinale bradanica rappresenta un'area ribassata conseguente a movimenti tettonici che hanno determinato una struttura a graben. Pertanto nella parte depressa si sono accumulati depositi terrigeni dovuti al ciclo sedimentario regressivo-trasgressivo del Calabriano. Nella carta geologica (vedi allegato), si distinguono due formazioni geologico-sedimentarie una di origine marina ed una di origine marina e continentale le cui età è attribuibile al Pleistocene medio.

In particolare procedendo dal basso verso l'alto si hanno le seguenti formazioni:

**(Qm2).** Litologicamente la formazione è costituita da sabbie fittamente stratificate di colore giallo oro, a volte pulverulente con intercalazioni argillose, ciottolose e concrezioni calcaree con molluschi litorali di facies marina. Nel foglio 175 Cerignola alla scala 1: 100.000 occupa prevalentemente aree poste a nord est del foglio ed interessa l'area di sedime della cabina di presa. L'età è ascrivibile al Pliocene medio e la sua genesi è marina. Segue in concordanza stratigrafica la formazione continentale denominata :

**(Qc2).** Litologicamente la formazione è costituita da ciottolame incoerente, localmente cementato con ciottoli di madie e piccole dimensioni con intercalazioni sabbiose giallastre e con inclinazione costante verso est. Nel foglio 175 Cerignola alla scala 1: 100.000 occupa prevalentemente la parte centrale del foglio ed interessa l'area di sedime della cabina utente dell'impianto fotovoltaico. L'età è ascrivibile al Pliocene medio e la sua genesi è di origine marina e continentale. Le formazioni studiate si susseguono sempre in successione stratigrafica; i passaggi da una formazione all'altra sono gradualmente e non si rilevano faglie né strutture tettoniche particolari. Inoltre è da mettere in evidenza come la diversa composizione litologica dei litotipi presenti sul territorio, si riflette spesso sulle forme morfologiche derivanti dalla evoluzione geomorfologica dei versanti.



### Legenda



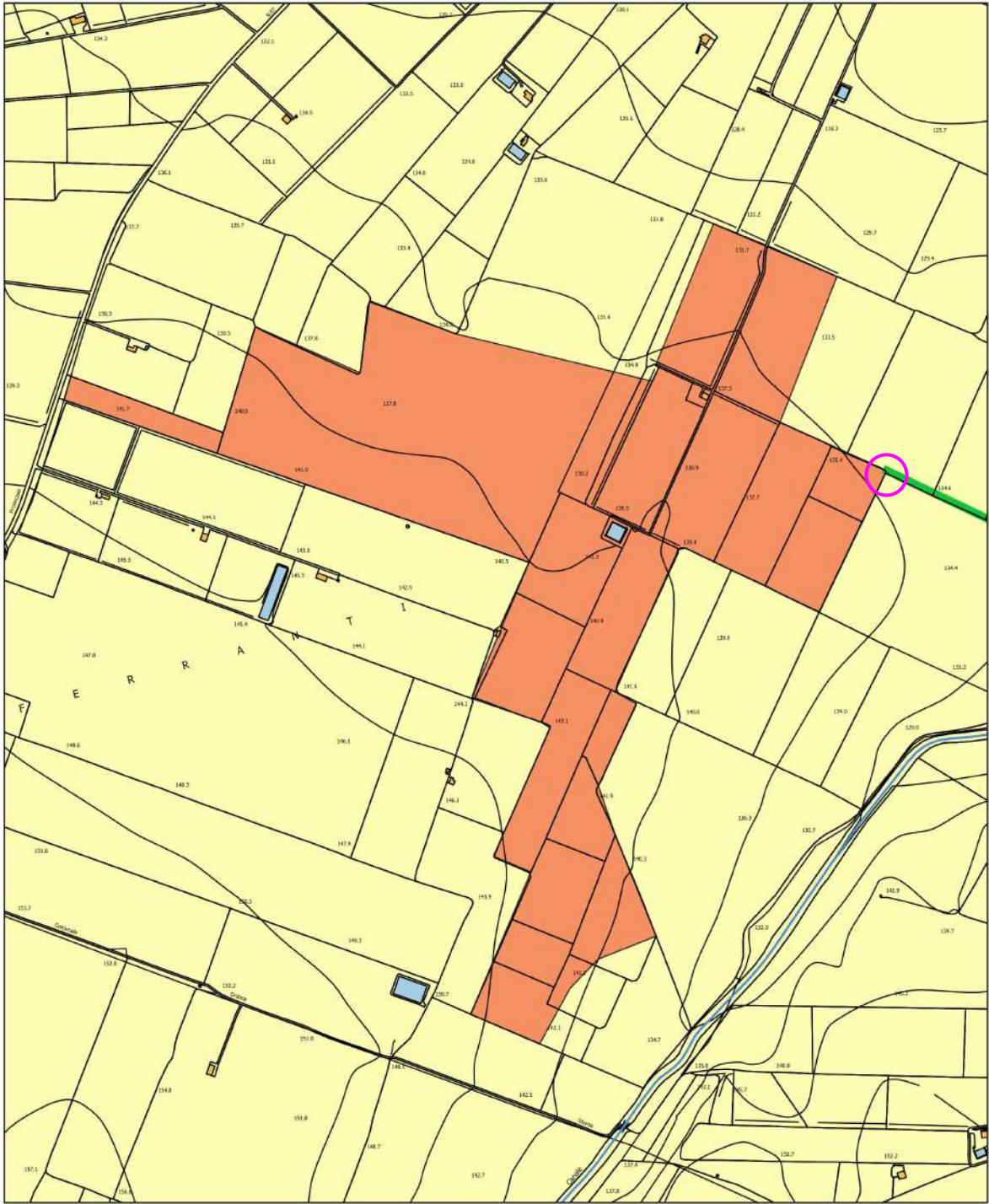
Impianto fotovoltaico



Qc<sup>2</sup> Ciottolame



Qm<sup>2</sup> Sabbie straterellate giallastre



CARTA GEOLOGICA

Legenda

Elementi

Linea MT

Area allo studio

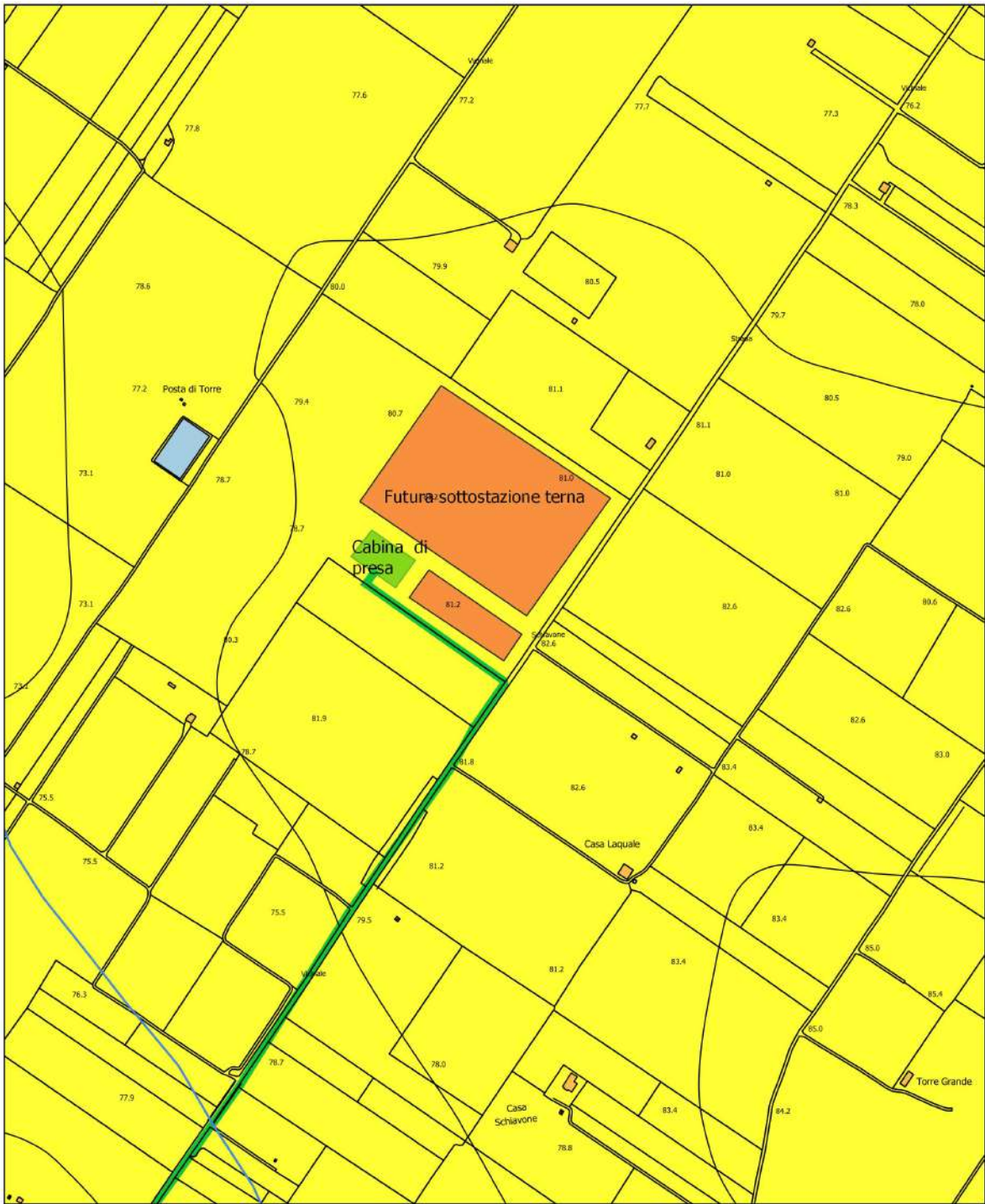
Geologia

Qc2 Ciottolame

Qm2 Sabbie straterellate giallastre

Scala 1 : 7.000





CARTA GEOLOGICA

Legenda

Elementi

Linea MT

Presa

Geologia

Qc2 Ciottolame

Qm2 Sabbie straterellate giallastre

Scala 1 : 5.000

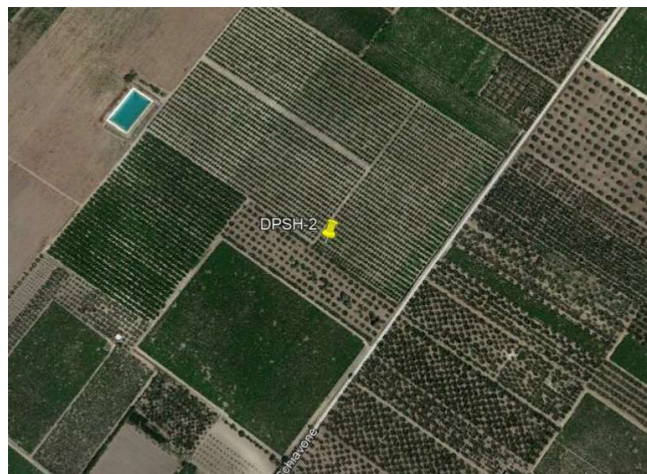
#### 4. INDAGINI GEOGNOSTICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

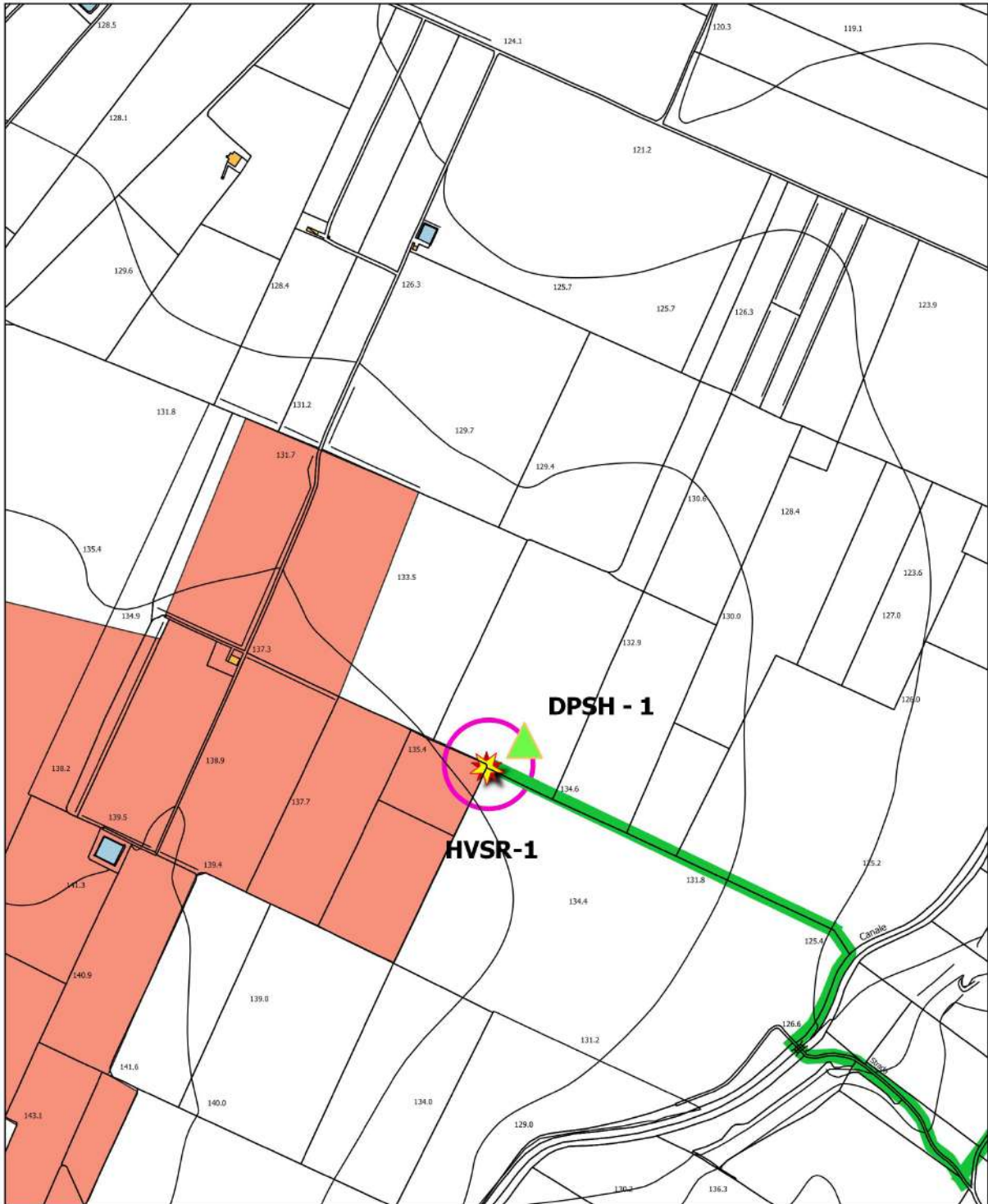
Nelle aree in esame come già descritto è stata effettuata una campagna indagini geognostiche costituita da due prove penetrometriche del tipo dinamica pesante DPSH spinte fino alla profondità significativa e due prova di sismica passiva HVSR. La prima prova penetrometrica è stata effettuata nei pressi della cabina utente nel campo fotovoltaico, la seconda nei pressi della cabina di presa vicina alla futura sottostazione Terna. Per il calcolo della risposta sismica locale ai sensi del D.M. 17/01/2018 e della Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21 gennaio 2019, sono state effettuate due prove sismiche del tipo passiva a stazione singola (HVSR-microtremori) La prima è stata effettuata nei pressi della cabina utente nel campo fotovoltaico, la seconda nei pressi della cabina di presa vicina alla futura sottostazione Terna.

DPSH-1 Impianto fotovoltaico Stornarella cabina utente Lat.41°28'53,43'' Long.15°68'47,84''



DPSH-2 Cabina di presa Lat.41°31'39,58'' Long.15°77'53,94''





PLANOMETRIA UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE

Legenda

Elementi

- Linea MT
- Presa

- Cabina utente
- ★ Prova sismica HVSr - 1
- ▲ Prove Penetrometriche DPSH - 1

Scala 1 : 5.000




PLANOMETRIA UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE


Legenda

Elementi

 Linea MT

 Presa

 Area allo studio

 Prove Penetrometriche DPSH - 2

 Prova sismica HVSr - 2

Scala 1 : 5.000

## Prova penetrometrica dinamica continua DPSH n.1



Esecuzione prova penetrometrica dinamica continua DPSH n.1



**Prova penetrometrica dinamica continua DPSH n.2**



Esecuzione prova penetrometrica dinamica continua DPSH n.2



HVSR



**MODELLO GEOLOGICO PROVA PENETROMETRICA DPSH-1**

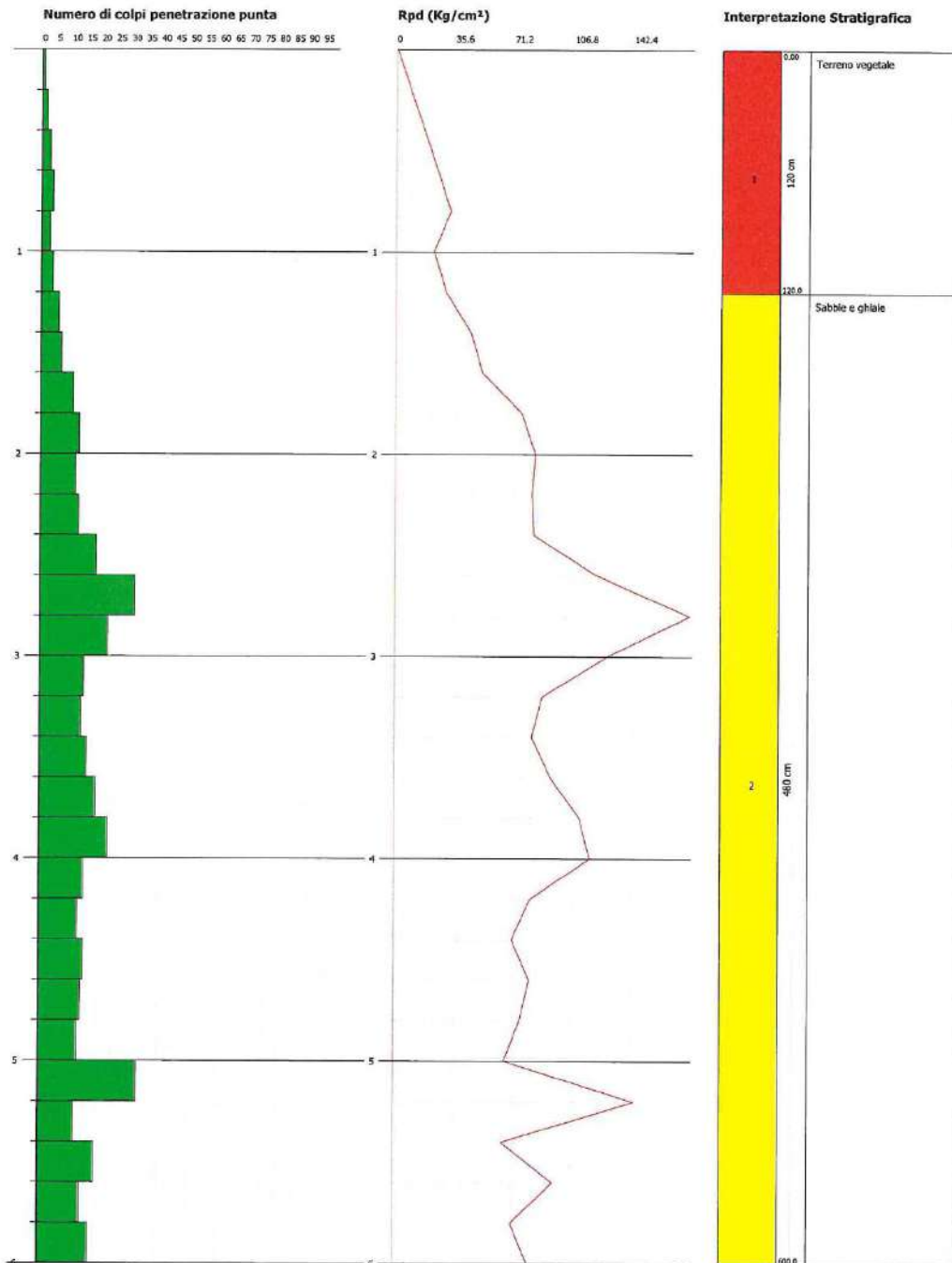
Geostru Software  
 www.geostru.com  
 geostru@geostru.com

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1**  
**Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd**

Committente :  
 Cantiere : Impianto fotovoltaico Stornarella  
 Località : Stornarella (FG)

Data :17/04/2020

Scala 1:29



*MODELLO GEOLOGICO DEL SITO CABINA DI PRESA*

- **0.00 mt : 1,20 mt** = Terreno tegetale.
- **1,20 mt : 6,00 mt** = Sabbie e ghiaie.

*CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-1*

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Dr (%)	$\phi$ Angolo d'attrito interno (°)	E' modulo di young (Kg/cm <sup>2</sup> )	Eed modulo edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Classificazione AGI	$\gamma$ Peso di volume del terreno (t/m <sup>3</sup> )	$\nu$ Coefficiente di Poisson	G modulo di deformazione al taglio dinamico (Kg/cm <sup>2</sup> )
1-	0.00-1.20--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
2	1.20—6.00	24.32	51.32	34.81	287.68	146.47	Moderatamente addensato	2.07	0.31	1305.33



MODELLO GEOLOGICO PROVA PENETROMETRICA DPSH-2

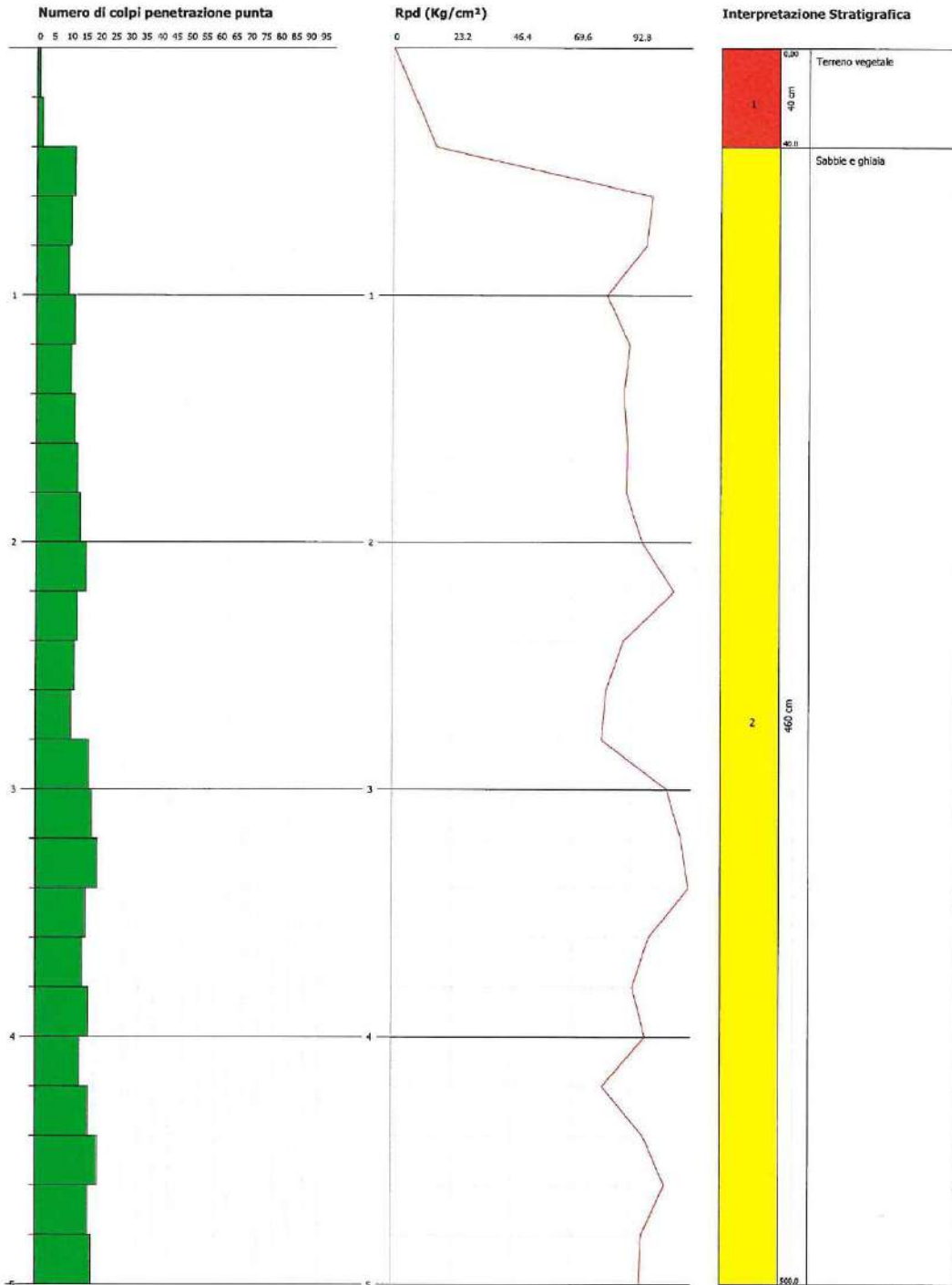
Geostru Software  
www.geostru.com  
geostru@geostru.com

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2**  
**Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd**

Committente :  
Cantiere : Futura sottostazione e cabina di presa  
Località : Comune di Ortanova

Data :17/04/2020

Scala 1:24



### MODELLO GEOLOGICO DEL SITO CABINA UTENTE

- **0.00 mt : 0,40 mt** = Terreno tegetale.
- **0.40 mt : 5,00 mt** = Sabbie e ghiaie.

### CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-2

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Dr (%)	$\phi$ Angolo d'attrito interno (°)	E' modulo di young (Kg/cm <sup>2</sup> )	Eed modulo edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Classificazione AGI	$\gamma$ Peso di volume del terreno (t/m <sup>3</sup> )	V' Coefficiente di Poisson	G modulo di deformazione al taglio dinamico (Kg/cm <sup>2</sup> )
1-	0.00-1.20--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
2	1.20—6.00	23.48	50.94	34.57	277.76	142.72	Moderatamente addensato	2.05	0.31	1262.90

Dall'analisi delle prove si evince che tutti gli strati investigati sono del tipo attritivo.

Per quanto riguarda le prove sismiche a riflessione multipla del tipo passiva a stazione singola le misure sono state effettuate per mezzo di un tromografo digitale portatile progettato specificatamente per l'acquisizione del rumore sismico. Lo strumento (Tromino, *MICROMED spa*, 10x7x14 cm per 1 Kg di peso) è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati N-S, E-W e verticalmente, alimentato da 2 batterie AA da 1,5 V e senza cavi esterni. I dati di rumore, amplificati e digitalizzati a 24 bit equivalenti, sono stati acquisiti alle frequenze di campionamento di 128 Hz, in modo da avere informazioni su frequenze massime di 64 Hz. (Si ricordi il teorema di Nyquist secondo il quale la massima frequenza ricostruibile di un segnale è la metà della frequenza di campionamento del segnale stesso).

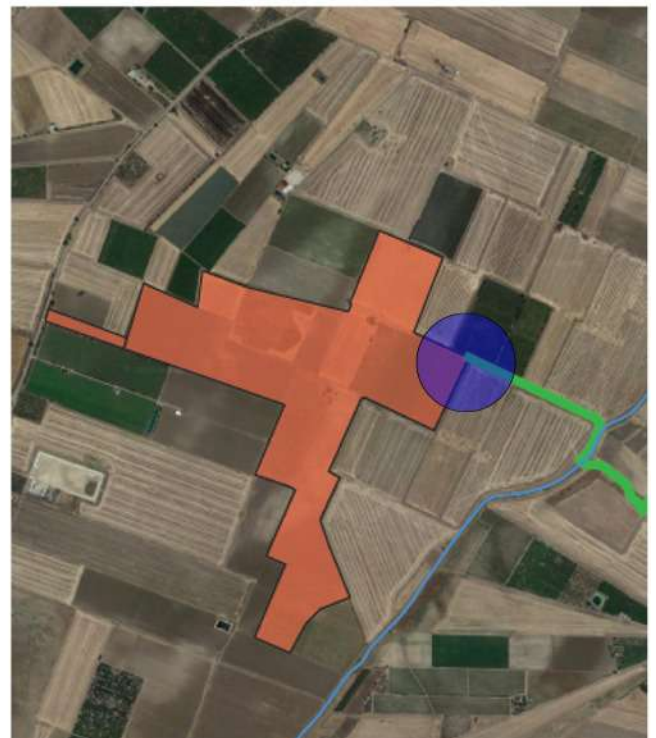
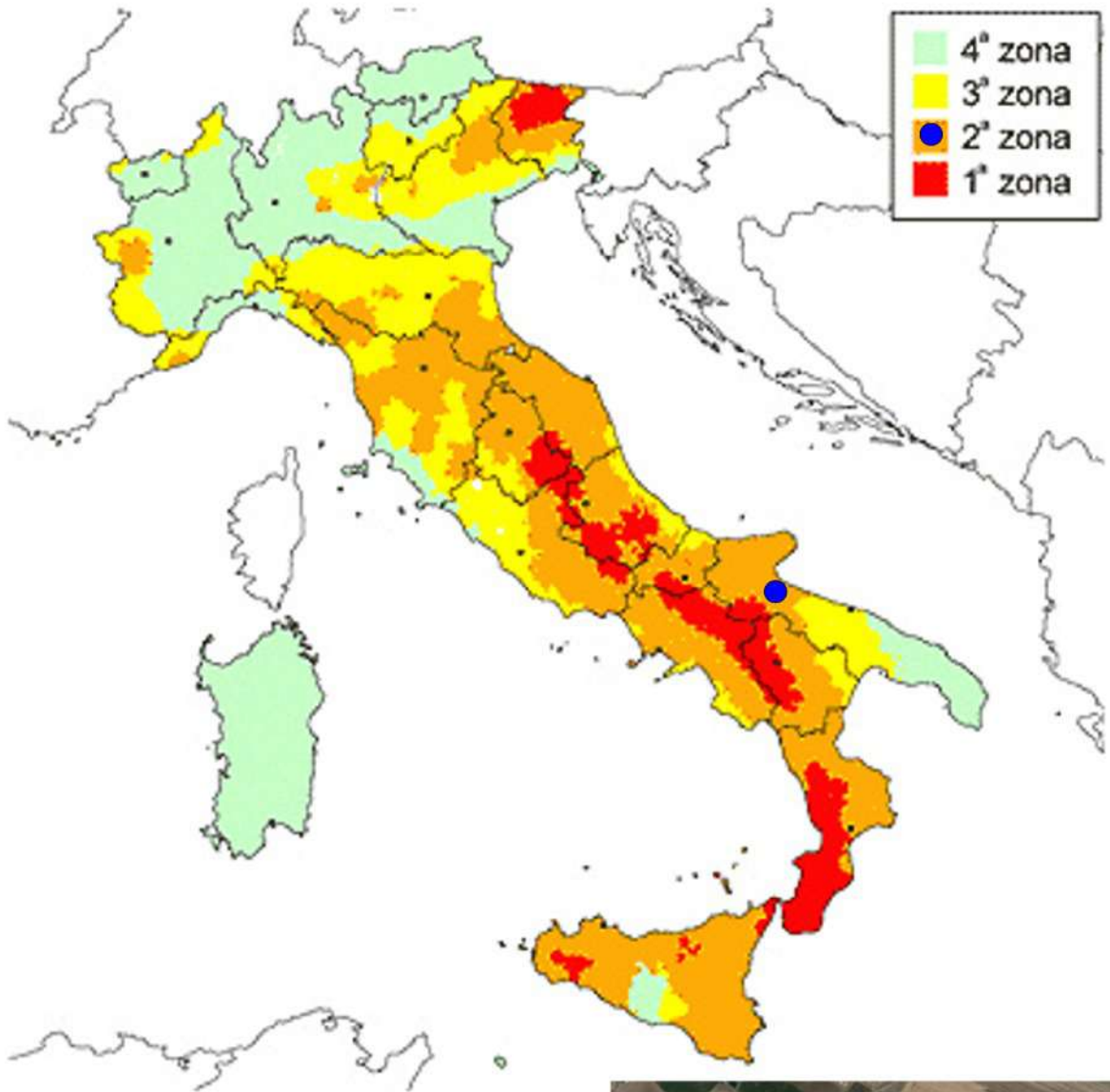
Il risultato finale consiste nella graficizzazione delle medie degli HVSR di ciascuna finestra e nell'interpretazione secondo la tecnica di Nakamura della frequenza fondamentale di risonanza del terreno di fondazione. Inoltre l'elaborazione della prove con l'ausilio dei rapporti stratigrafici ha permesso la classificazione del tipo di terreno così come richiesto dal D.M. 17/01/2018 e della Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21 gennaio 2019. Dai risultati delle velocità delle onde di taglio, si evince che l'area nei pressi della cabina utente nel campo fotovoltaico, presenta una velocità  $V_{s\_equ}$  di 582 m/sec. che individua un terreno di tipo **B**. Inoltre la frequenza fondamentale del terreno di fondazione di interesse ingegneristico in un Range da 1.0 a 10 Hz risulta di 1.16 Hz. La seconda prova sismica effettuata nei pressi della cabina di presa vicina alla futura sottostazione Terna. presenta una velocità  $V_{s\_equ}$  di 437 m/sec. che individua un terreno di tipo **B**. Inoltre la

frequenza fondamentale del terreno di fondazione di interesse ingegneristico in un Range da 1.0 a 10 Hz risulta di 1.06 Hz. In tutte e due le prove si ha l'assenza di falda idrica.

# **RELAZIONE SULLA PERICOLOSITA' SISMICA**

Ai sensi del D.M. 17/01/2018 e della Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21 gennaio 2019

### VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE



## 5. SISMICA

### VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA ALLO STUDIO

Premesso che per pericolosità sismica di un'area si intende che in essa, in un dato intervallo di tempo, può verificarsi un terremoto di una certa intensità e che detta intensità dipende dalla geologia del sito, morfologia superficiale, morfologia del substrato roccioso sepolto, presenza e profondità della falda freatica, costituzione e proprietà del sottosuolo, presenza di faglie. In Sintesi dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno, degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che lo costituiscono.

Ciò premesso, i territori comunali di Stornarella e di Stornara già erano classificati sismici ai sensi del D.M.19.03.1982. L'Ordinanza P.C.M. n.3274 del 23.03.2003 riclassifica l'intero territorio nazionale e in tale quadro i territori dei Comuni di Stornarella e di Ortanova vengono confermati in zona sismica 2 (media sismicità). Si riporta la tabella ove ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo  $a_g$ , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zone Sismiche	Classe	NORMATIVA PRECEDENTE		NORMATIVA ATTUALE
		Coefficiente Sismico S	Amplificazione sismica $C = (S - 2)/100$	Amplificazione sismica $a$ (g)
1	Elevata Sismicità	12	0,1	0,35
2	Media Sismicità	9	0,07	0,25
3	Moderata Sismicità	6	0,04	0,15
4	Bassa Sismicità	0	0	0,05

Con l'entrata in vigore del D.M.17 gennaio 2018, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. Quindi alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la pericolosità sismica viene espressa come risposta sismica locale. La stessa consente di definire le modifiche che un segnale sismico

subisce, a causa dei fattori anzi detti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido, (categoria A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1).

In definitiva la risposta sismica locale è l'azione sismica quale emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata, contenuto in frequenza, subite trasmettendosi dal substrato rigido. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s).

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con

$h_i$  = spessore dello strato  $i$ -esimo;

$V_{s,i}$  = velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;

$N$  = numero di strati;

$H$  = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/sec.

Dai risultati delle velocità delle onde di taglio, si evince che l'area nei pressi della cabina utente nel campo fotovoltaico, presenta una velocità  $V_{s,eq}$  di 582 m/sec. che individua un terreno di tipo **B**. Inoltre la frequenza fondamentale del terreno di fondazione di interesse ingegneristico in un Range da 1.0 a 10 Hz risulta di 1.16 Hz. La seconda prova sismica effettuata nei pressi della cabina di presa vicina alla futura sottostazione Terna, presenta una velocità  $V_{s,eq}$  di 437 m/sec. che individua un terreno di tipo **B**. Inoltre la frequenza fondamentale del terreno di fondazione di interesse ingegneristico in un Range da 1.0 a 10 Hz risulta di 1.06 Hz.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato viene riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità viene riferita al piano di imposta della fondazione. 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  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

CLASSIFICAZIONE DEL SITO METODO PREVISTO DAL D.M. 17 GENNAIO 2018

Vengono identificate 5 classi, A, B, C, D e E ad ognuna delle quali è associato uno spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

Classe	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s
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 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente 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 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

**Determinazione dei parametri sismici:**

Siti in esame.

Impianto fotovoltaico Stornarella cabina utente Lat.41°.28'53,43'' Long.15°.68'47,84''

Cabina di presa Lat.41°.31'39,58'' Long.15°.77'53,94''

Categoria sottosuolo : **B**

Categoria topografica : T1

La frequenza fondamentale del terreno di fondazione per la cabina utente di interesse ingegneristico in un Range da 1.0 a 10 Hz risulta di 1.16 Hz. La seconda prova sismica effettuata nei pressi della cabina di presa vicina alla futura sottostazione Terna. presenta una frequenza fondamentale del terreno di fondazione di interesse ingegneristico in un Range da 1.0 a 10 Hz risulta di 1.06 Hz.



## **6. VERIFICHE GEOTECNICHE NTC 2018**

### **CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO § 6.2.1.**

Il modello geologico di riferimento è la ricostruzione concettuale della storia evolutiva dell'area di studio, attraverso la descrizione delle peculiarità genetiche dei diversi terreni presenti, delle dinamiche dei diversi termini litologici, dei rapporti di giustapposizione reciproca, delle vicende tettoniche subite e dell'azione dei diversi agenti morfogenetici.

### **INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA § 6.2.2.**

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo e, in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2. Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

### **CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI § 7.11.2.**

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio. Le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

### **RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO § 7.11.3.**

#### **RISPOSTA SISMICA LOCALE § 7.11.3.1**

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del sottosuolo e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi di cui è costituito. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, l'analisi della risposta sismica locale consente quindi di definire le modifiche che il segnale sismico di ingresso subisce, a causa dei suddetti fattori locali.

#### **FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA § 7.11.3.2**

#### **FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA § 7.11.3.3**

In condizioni stratigrafiche e morfologiche schematizzabili con un modello mono-dimensionale e per profili stratigrafici riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.II, il moto sismico alla superficie di un sito è definibile mediante l'accelerazione massima ( $a_{max}$ ) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di  $a_{max}$  può essere ricavato dalla relazione  $a_{max} = SS \times a_g$  dove  $a_g$  è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed  $SS$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

## STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE § 7.11.3.4

### Generalità § 7.11.3.4.1

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

### Esclusione della verifica a liquefazione § 7.11.3.4.2

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di  $0,1g$ ;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

## VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6 .6.2.4.1.

### VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:  $E_{inst,d} < E_{stb,d}$  dove  $E_{inst,d}$  è il valore di progetto dell'azione instabilizzante,  $E_{stb,d}$  è il valore di progetto dell'azione stabilizzante. La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori JF riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I. Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un

elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:  $E_d < R_d$  [6.2.1] essendo  $E_d$  il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni :

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in unzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri geotecnici di progetto  $X_k/\gamma_M$  e dei parametri geometrici di progetto  $a_d$ . Il coefficiente parziale di sicurezza opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto  $\gamma_R$  può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con  $\gamma_E = \gamma_F$ . In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] 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) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti. Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

## AZIONI

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. NTC2018. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza

e rigidezza. Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

## RESISTENZA

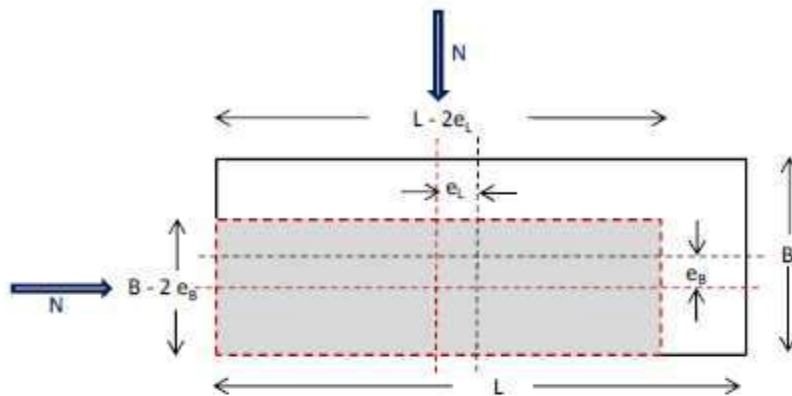
Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Dalle indagini geotecniche e sismiche effettuate è stata calcolata la capacità portante utilizzando un foglio di calcolo realizzato dal Dott. Ing. Paolo Sottile. Inoltre in tutte le indagini non si è riscontrata la presenza di falda, la stessa da pozzi presenti nelle aree è presente sempre al di sotto dei 25.00 mt. Dal p.c.

Capacità portante dell'area di imposta della cabina utente del campo fotovoltaico.  
 Approccio 2 combinazione (A1+M1+R3)

**CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018)**  
 La fondazione è la parte di una struttura che serve a trasmettere il carico dell'opera al terreno sottostante attraverso la superficie di contatto (piano di posa). In accordo con la teoria di Terzaghi, una fondazione si definisce di tipo superficiale se  $D/B < 4$ , essendo  $D$  la profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna e  $B$  la dimensione minima in pianta della fondazione.



Carichi permanenti	$G_{k1} = 250$ KN
Carichi permanenti non strutturali	$G_{k2} = 130$ KN
Sovraccarichi	$Q_k = 0$ KN
Risultante dei carichi verticali	$N = 380$ KN
Inclinazione della risultante $N$ rispetto alla verticale	$\theta = 0^\circ$
Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa	$H = 0.00$ KN
Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa	$V = 380.00$ KN
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato $B$	$e_B = 0.00$ m
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato $L$	$e_L = 0.00$ m
Larghezza della fondazione all'appoggio sul terreno	$B = 3.20$ m
Lunghezza della fondazione	$L = 10.20$ m
Profondità del piano di posa della fondazione	$D = 1.20$ m
Larghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$B' = 3.20$ m
Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$L' = 10.20$ m
Coesione del terreno al di sotto del piano di posa	$c = 0.00$ KN/m <sup>2</sup>
Adesione lungo la base della fondazione (ca < c)	$c_a = 0.00$ KN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa	$\phi = 34.81^\circ$
Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione	$q = 24.84$ KN/m <sup>2</sup>
Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa	$\gamma_t = 20.70$ KN/m <sup>3</sup>
Angolo di inclinazione del piano di campagna	$\omega = 3^\circ$
Angolo di inclinazione del piano di posa	$\varepsilon = 0^\circ$
<b>Parametri sismici</b>	
Stato limite considerato	SLV
Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento	$a_g = 0.176$ m/sec <sup>2</sup>
Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento	$F_o = 2.47$
Categoria di sottosuolo	B
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$\beta_s = 0.24$
Categoria topografica	T1
	$S_s = 1.20$
	$S_T = 1.0$

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{\phi c} \cdot e_{\phi q}$$

**Fattori di capacità portante  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$**

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	FALSO
$N_q = 1$	FALSO
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	FALSO
$N_\gamma = -2 \text{ sen } \omega$ se $\phi \neq 0$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \text{ ctg } \phi$		45.28
$N_q = K_p \cdot e^{-\pi \text{tg } \phi}$		32.48
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \text{tg } \phi$		46.56

**Fattori di forma  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  ( $B/L \leq 1$ )**

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B' / (2 + \pi) \cdot L']$	FALSO
$s_q = 1$	FALSO
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B' / L')$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_c \cdot B') / (N_c \cdot L')$		1.23
$s_q = 1 + (B' / L' \cdot \text{tg } \phi)$		1.22
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B' / L')$		0.87

**Fattori di profondità  $d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$**

Si definisce il seguente parametro:

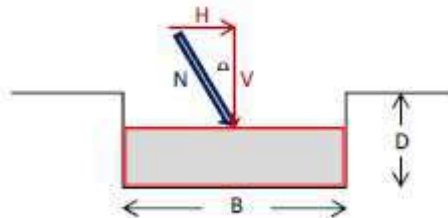
$$K = D / B' = 0.38 \text{ se } D / B' \leq 1$$

$$K = \arctg D / B' = \text{N.R. se } D > 1$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$d_c = d_\gamma \cdot [1 - d_\gamma] / (N_c \cdot \text{tg } \phi)$		1.10
$d_q = 1 + 2 \text{tg } \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \cdot K$		1.10
$d_\gamma = 1$		1.00

**Fattori di inclinazione del carico  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$**



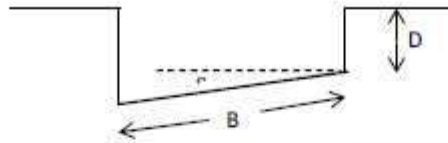
Si definisce il seguente parametro:

$$m = [2 + (B' / L')] / [(1 + (B' / L'))] = 1.76$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$i_c = 1 - [(m + H) / (B' \cdot L' \cdot c_\gamma \cdot N_c)]$	FALSO
$i_q = 1$	FALSO
$i_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$i_c = i_\gamma \cdot [1 - i_\gamma] / (N_c \cdot \text{tg } \phi)$		1.00
$i_q = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_\gamma \cdot \text{ctg } \phi))]^m$		1.00
$i_\gamma = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_\gamma \cdot \text{ctg } \phi))]^{m+1}$		1.00

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

**Fattori di inclinazione del piano di posa  $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$  ( $\epsilon < 45^\circ$ )**


per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$g_c = 1 - [(2 \cdot \epsilon)/(2 + \pi)]$	FALSO
$g_q = 1$	FALSO
$g_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$g_c = g_q \cdot [(1 - g_q)/(N_c \cdot \tan \phi)]$		1.00
$g_q = (1 - \epsilon \cdot \tan \phi)^2$		1.00
$g_\gamma = (1 - \epsilon \cdot \tan \phi)^2$		1.00

**Fattori di inclinazione del piano di campagna  $b_c$ ,  $b_q$  e  $b_\gamma$  ( $\omega < \phi$ ;  $\omega < 45^\circ$ )**


per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega)/(2 + \pi)]$	FALSO
$b_q = 1$	FALSO
$b_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$b_c = b_q \cdot [(1 - b_q)/(N_c \cdot \tan \phi)]$		0.89
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$		0.90
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$		0.90

**Fattori di correzione sismica inerziale  $z_c$ ,  $z_q$  e  $z_\gamma$  (Paolucci - Pecker)**

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{th}$	0.99
$z_q = (1 - K_{th} / \tan \phi)^{0,35}$	0.98
$z_\gamma = (1 - K_{th} / \tan \phi)^{1,35}$	0.98

$k_{th} = 0,2 \cdot a_g$	0.035
--------------------------	-------

**Fattori di correzione dell'effetto cinematico  $e_{vk}$ ,  $e_{v1}$  (Maugeri - Cascone)**

$e_{vk} = (1 - K_{th} / \tan \phi)^{0,45}$	0.97
$e_{v1} = [1 - 0,7 K_{th}]^5$	0.88

$k_{th} = \beta_s \cdot a_{max} / g$	0.052
$a_{max} = S_y \cdot S_z \cdot a_k$	0.211

**VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**
**Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)**

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
Perman.	1.30
Perm. n.s.	1.50
Sovracc.	1.50

Par. geo.	(M1)
$\tan \phi$	1.00
c	1.00
$\gamma_i$	1.00

Resist.	(R3)
Cap. port.	2.30
Scorr.	1.10

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

**VERIFICA AL CARICO LIMITE****CONDIZIONI SISMICHE**

Carico limite

$$q_{lim} = 1962.44 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico  $R = q_{lim} \times B' \times L'$ 

$$R = 64054.08 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico  $R_d = R/\gamma_r$ 

$$R_d = 27849.60 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione  $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_k$ 

$$E_d = 520 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$ 

$$520 < 27849.60$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 53.56$$

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA**Res. di prog. sistema geotecnico  $R_d = 1/\gamma_r \cdot [(c \cdot B' \cdot L')/\gamma_c + (N_d \cdot \tan \phi)/\gamma_q]$ 

$$R_d = 240.19 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione  $E_d = H$ 

$$E_d = 0.00 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$ 

$$0.00 < 240.19$$

verifica soddisfatta

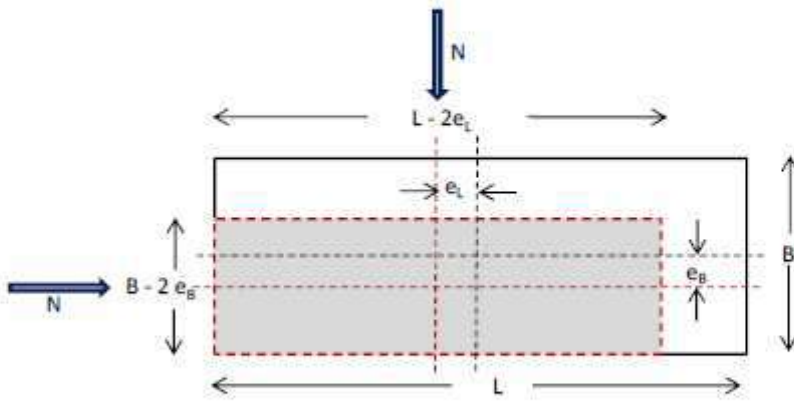


Capacità portante dell'area di imposta della cabina di presa.

Approccio 2 combinazione (A1+M1+R3)

**CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018)**

La fondazione è la parte di una struttura che serve a trasmettere il carico dell'opera al terreno sottostante attraverso la superficie di contatto (piano di posa). In accordo con la teoria di Terzaghi, una fondazione si definisce di tipo superficiale se  $D/B < 4$ , essendo  $D$  la profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna e  $B$  la dimensione minima in pianta della fondazione.



Carichi permanenti	$G_{k1} = 250$ KN
Carichi permanenti non strutturali	$G_{k2} = 130$ KN
Sovraccarichi	$Q_k = 0$ KN
Risultante dei carichi verticali	$N = 380$ KN
Inclinazione della risultante N rispetto alla verticale	$\theta = 0^\circ$
Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa	$H = 0.00$ KN
Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa	$V = 380.00$ KN
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato B	$e_B = 0.00$ m
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato L	$e_L = 0.00$ m
Largezza della fondazione all'appoggio sul terreno	$B = 3.75$ m
Lunghezza della fondazione	$L = 24.10$ m
Profondità del piano di posa della fondazione	$D = 1.00$ m
Largezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$B' = 3.75$ m
Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$L' = 24.10$ m
Coesione del terreno al di sotto del piano di posa	$c = 0.00$ KN/m <sup>2</sup>
Adesione lungo la base della fondazione ( $c_a < c$ )	$c_a = 0.00$ KN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa	$\phi = 34.57^\circ$
Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione	$q = 20.05$ KN/m <sup>2</sup>
Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa	$\gamma_t = 20.05$ KN/m <sup>3</sup>
Angolo di inclinazione del piano di campagna	$\omega = 4^\circ$
Angolo di inclinazione del piano di posa	$\varepsilon = 0^\circ$
<b>Parametri sismici</b>	
Stato limite considerato	SLV
Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento	$a_g = 0.176$ m/sec <sup>2</sup>
Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento	$F_o = 2.47$
Categoria di sottosuolo	<b>B</b>
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$\beta_s = 0.24$
Categoria topografica	<b>T1</b>
	$S_s = 1.20$
	$S_T = 1.0$

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_p \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_c \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{qk} \cdot e_{\gamma k}$$

**Fattori di capacità portante  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$**

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	FALSO
$N_q = 1$	FALSO
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	FALSO
$N_\gamma = -2 \text{ sen } \omega$ se $\phi \neq 0$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \text{ ctg } \phi$	44.31
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$	31.54
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$	44.84

**Fattori di forma  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  ( $B/L \leq 1$ )**

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B'/(2 + \pi) \cdot L']$	FALSO
$s_q = 1$	FALSO
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_q \cdot B')/(N_c \cdot L')$	1.11
$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \text{tg} \phi)$	1.11
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	0.94

**Fattori di profondità  $d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$**

Si definisce il seguente parametro:

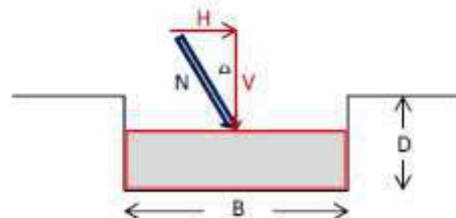
$K = D/B' = 0.27$  se  $D/B' \leq 1$

$K = \text{arctg } D/B' = \text{N.R.}$  se  $D > 1$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$d_c = d_q - [(1 - d_q)/(N_c \cdot \text{tg} \phi)]$	1.07
$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi [1 - \text{sen} \phi]^2 \cdot K$	1.07
$d_\gamma = 1$	1.00

**Fattori di inclinazione del carico  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$**



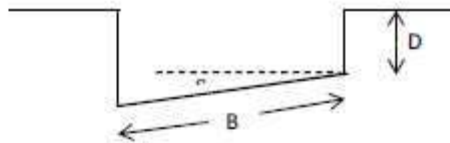
Si definisce il seguente parametro:

$$m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')] = 1.87$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$i_c = 1 - [(m+H)/(B' \cdot L' \cdot c_c \cdot N_c)]$	FALSO
$i_q = 1$	FALSO
$i_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$i_c = i_q - [(1 - i_q)/(N_c \cdot \text{tg} \phi)]$	1.00
$i_c = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_c \cdot \text{ctg} \phi))]^m$	1.00
$i_\gamma = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_c \cdot \text{ctg} \phi))]^{m-1}$	1.00

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

**Fattori di inclinazione del piano di posa  $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_r$  ( $\varepsilon < 45^\circ$ )**


per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$g_c = 1 - [(2 \cdot \varepsilon) / (2 + \pi)]$	FALSO
$g_q = 1$	FALSO
$g_r = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$g_c = g_r \cdot [(1 - g_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$		1.00
$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		1.00
$g_r = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		1.00

**Fattori di inclinazione del piano di campagna  $b_c$ ,  $b_q$  e  $b_r$  ( $\omega < \phi$ ;  $\omega < 45^\circ$ )**


per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega) / (2 + \pi)]$	FALSO
$b_q = 1$	FALSO
$b_r = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$b_c = b_r \cdot [(1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$		0.86
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$		0.86
$b_r = b_q / \cos \omega$		0.87

**Fattori di correzione sismica inerziale  $z_c$ ,  $z_q$  e  $z_r$  (Paolucci - Pecker)**

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{in}$	0.99
$z_q = (1 - K_{in} / \tan \phi)^{0,35}$	0.98
$z_r = (1 - K_{in} / \tan \phi)^{0,35}$	0.98

$k_{in} = 0,2 \cdot a_g$	0.035
--------------------------	-------

**Fattori di correzione dell'effetto cinematico  $e_{vk}$ ,  $e_{yk}$  (Maugeri - Cascone)**

$e_{vk} = (1 - K_{in} / \tan \phi)^{0,45}$	0.97
$e_{yk} = (1 - 0,7 \cdot K_{in})^5$	0.88

$k_{in} = \beta_s \cdot a_{max} / g$	0.052
$a_{max} = S_y \cdot S_r \cdot a_g$	0.211

**VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**
**Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)**

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
Perman.	1.30
Perm. n.s.	1.50
Sovracc.	1.50

Par. geo.	(M1)
$\tan \phi$	1.00
c	1.00
$\gamma_c$	1.00

Resist.	(R3)
Cap. port.	2.30
Scorr.	1.10

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

**VERIFICA AL CARICO LIMITE****CONDIZIONI SISMICHE**

Carico limite:

$$q_{lim} = 1778.18 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico  $R = q_{lim} \times B' \times L'$ 

$$R = 160702.60 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico  $R_d = R/\gamma_r$ 

$$R_d = 69870.70 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione  $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_{k1}$ 

$$E_d = 520 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$$

$$520 < 69870.70$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 134.37$$

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA**Res. di prog. sistema geotecnico  $R_d = 1/\gamma_r \cdot \{[c \cdot B' \cdot L']/\gamma_c + (N_d \cdot \text{tg}\phi)/\gamma_0\}$ 

$$R_d = 238.05 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione  $E_d = H$ 

$$E_d = 0.00 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$$

$$0.00 < 238.05$$

verifica soddisfatta

Dai calcoli innanzi effettuati si evince che il terreno offre una buona portanza. Si omette la verifica di stabilità del pendio ante e post operam visto che il rapporto angolo di attrito interno/pendenza terreno nella situazione ante operam è pari a  $34^\circ/3^\circ = 11.3$  (coefficiente di sicurezza sicuramente molto superiore ad 1 dove si ha equilibrio tra le forze resistenti e le forze agenti). Infine le opere progettuali non prevedono variazioni delle pendenze naturali del terreno.

Tanto Dovevasi.

*IL GEOLOGO**Dott. Vito. F. PLESCIA*

## **Bibliografia**

REGIONE PUGLIA Carta Tecnica Regionale C.T.R. elementi 422052, 422053,422063,4422090,22091,422094,422104 alla scala 1 : 5.000

D.M. 17/01/2018 e della Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21 gennaio 2019

C. Cestelli Guidi Geotecnica e tecnica delle fondazioni Vol I° e II°

Regolamento Regionale 11 Marzo 2015 n.9 e dalla L.R. del 27 Luglio 2001, n° 20 Art.4 comma 3, lett.b e Art.5,comma 10 bis

Ministero dell'Industria, del Commercio e dell'Artigianato Direzione Generale delle Miniere, Servizio Geologico d'Italia – Note illustrative della CARTA GEOLOGICA D'ITALIA Foglio 175 Cerignola.

Note illustrative della carta geologica alla scala 1 : 100.000 Foglio 175 Cerignola

Note illustrative della carta geologica alla scala 1 : 50.000 Foglio 422 Cerignola

Autorità di Bacino ADB Puglia

*Progetto di Piano Stralcio per l'assetto idrogeologico (PAI) dei Bacini di competenza.*

Il Dipartimento Difesa del Suolo - *Servizio Geologico d'Italia* dell'APAT (ora in ISPRA). Progetto IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia).

ENI Acque dolci sotterranee “Inventario dei dati raccolti dall'Agip durante la ricerca di idrocarburi in Italia”.

Arai H. e Tokimatsu K., 2004. *S-Wave Velocity Profiling by Inversion of Microtremor H/V Spectrum*, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **94**, p. 53-63.

Delgado J., Lopez Casado C., Giner J., Estevez A., Cuenca A. e Molina, S., 2000. *Microtremors as a geophysical exploration tool: applications and limitations*, *Pure Appl. Geophys.*, **157**, 1445–1462.

Nakamura Y., 1989. *A method for dynamic characteristics estimates of subsurface using microtremor on the round surface*, *QR of RTRI*, **30**, 25-33.

Bard P.-Y., 1998. *Microtremor measurements: a tool for site effect estimation? Second International Symposium on the Effects of the Surface Geology on Seismic Motion-ESG98*, Japan.

Borcherdt R. D., 1992. *Simplified site classes and empirical amplification factors for site-dependent code provisions*, in *Proc. NCEER, SEAOC, BSSC Workshop on Site Response during Earthquakes and Seismic Code Provisions*, November 18-20, University of Southern California, Los Angeles, California.

Borcherdt R. D., 1994. Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification), *Earthq. Spectra*, **4**, 617-653.

Budny M, 1984. *Seismische Bestimmung der bodendynamischen Kennwerte von oberflächennahen Schichten in Erdbebengebieten der Niederrheinischen Bucht und ihre ingenieur seismologische Anwendung*, Ph.D. Thesis, Special publications No. 57, Geologisches Institut der Universität zu Köln, 209 pp. (in German).

Castellaro S., Mulargia F. e Bianconi L., 2005. Stratigrafia sismica passiva: una nuova tecnica accurata, rapida ed economica, *Geologia Tecnica e Ambientale*, vol. 3.

Mulargia F. e Castellaro S.; 2007b: Single station passive seismic stratigraphy to almost 2 km depth, Roma, GNGTS.

Ben-Menahem A. e Singh S.J.; 1981: *Seismic waves and sources*, Springer-Verlag, New York, 1108 pp.

Mucciarelli M. e Gallipoli M.R.; 2006: Comparison between Vs30 and other estimates of site amplification in Italy, Conf. Earthq. Eng. and Seismol., Geneva, 3-8 Sept., no. 270.

Regione Abruzzo dipartimento della protezione civile, Linee guida per la microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana.

## **ALLEGATI**

## PREMESSA

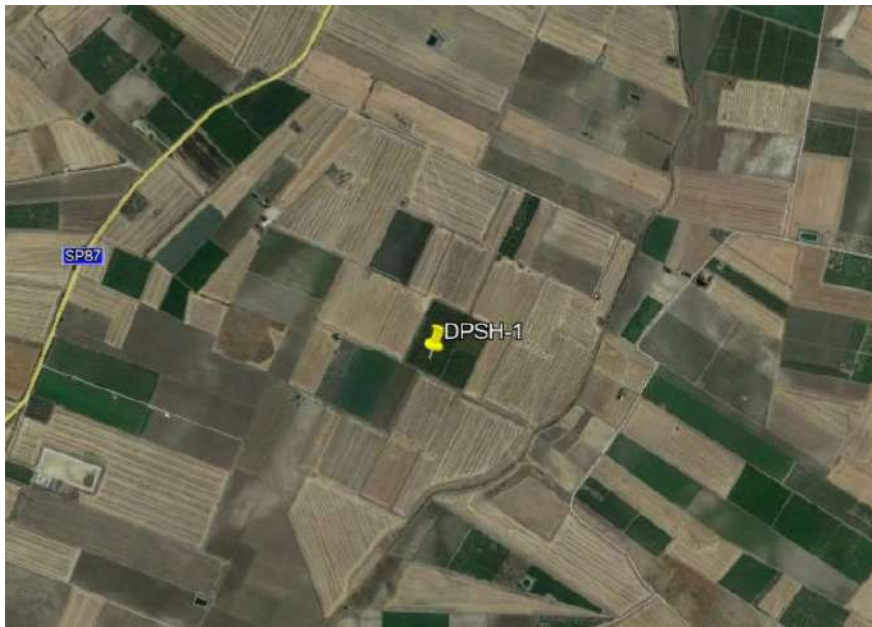
Nel mese di aprile 2020, su incarico dell'Ing. Roselli Nicola, la Società Geoprove Srl, con sede a Ruffano (LE) è stata incaricata per eseguire due prove penetrometriche presso un'area nella provincia di Foggia per la realizzazione di un impianto Fotovoltaico denominato STORNELLA.

## INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area di indagine è individuata indicativamente dalle seguenti coordinate:

DPSH-1 Impianto fotovoltaico Stornarella cabina utente.

Lat.41° .28'53,43'' Long.15° .68'47,84''



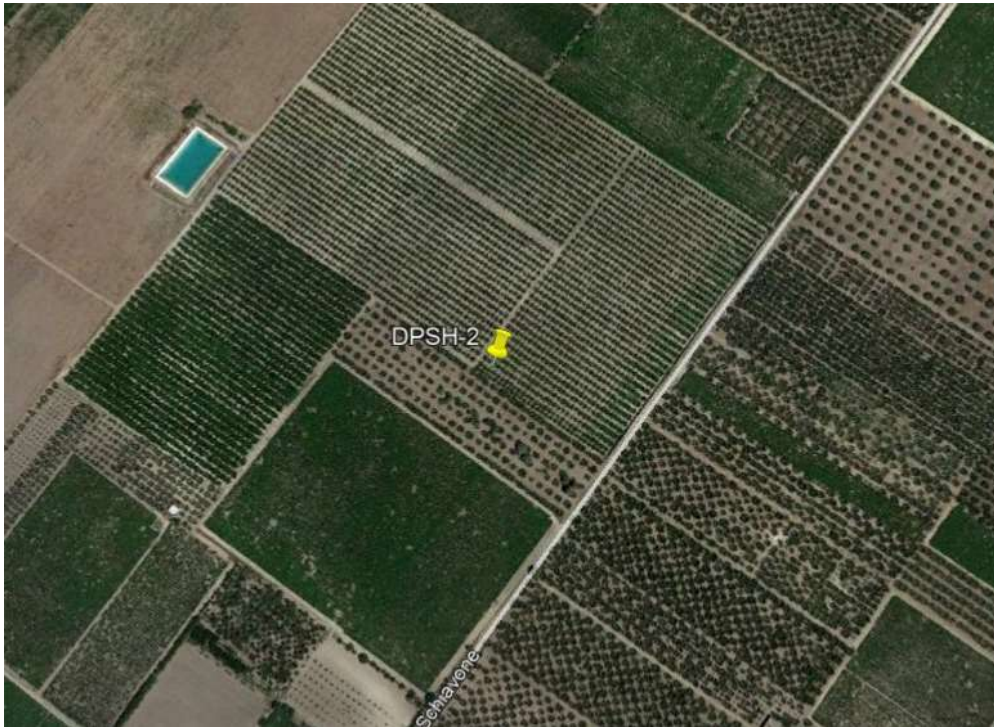
**Immagine tratta da Google Earth®**

**Area oggetto di indagine ed ubicazione indagine**



Sito n. 2, Cabina di presa è individuata indicativamente dalle seguenti coordinate:

DPSH-2 Cabina di presa Lat.41°31'39,58'' Long.15°77'53,94''



**Immagine tratta da Google Earth®**

**Area oggetto di indagine ed ubicazione indagine**

## INDAGINE GEOGNOSTICA

Le indagini geognostiche sono state eseguite dalla Ditta Geoprove, in conformità alle direttive del DM 17/01/2018 recante “Norme Tecniche per le costruzioni” ed è stata finalizzata alla raccolta di dati qualitativi e quantitativi in base alle disposizioni della committenza.

Sono stati pertanto eseguiti:

- n.2 prove penetrometriche dinamiche continue DPSH;

### Prove penetrometriche dinamiche continue DPSH

Il sondaggio penetrometrico dinamico consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica battendo sulle aste con un maglio a caduta libera e contando il numero di colpi necessari all'avanzamento della punta, di successive quantità costanti.

Le prove sono state eseguite con un penetrometro TG 63-200 della PAGANI, le cui caratteristiche tecniche sono di seguito riportate:

- Maglio a caduta libera Kg 63.5
- Aste in acciaio speciale  $\phi = 50.8$  mm; L = 100 cm; Kg = 4.6
- Punta conica della superficie  $20.43$  cm<sup>2</sup>;
- Altezza di caduta libera maglio 75 cm.

Di seguito si allegano gli istogrammi penetrometrici, con i numeri di colpi registrati durante l'indagine, gli elaborati grafici e la documentazione fotografica.

***Prova penetrometrica dinamica continua DPSH n.1***



Esecuzione prova penetrometrica dinamica continua DPSH n.1



Dalla prova penetrometrica n. 1 è stata ricostruita la seguente successione litostratigrafia:

- da 0.00 m a 1.20 m      Terreno vegetale
- da 1.20 m a 6.00 m      Sabbie e ghiaie

***Prova penetrometrica dinamica continua DPSH n.2***



Esecuzione prova penetrometrica dinamica continua DPSH n.2



Dalla prova penetrometrica n. 2 è stata ricostruita la seguente successione litostratigrafia:

- da 0.00 m a 0.40 m      Terreno vegetale
- da 0.40 m a 5.00 m      Sabbie e ghiaie

***Ruffano, aprile 2020***

**IL DIRETTORE TECNICO**

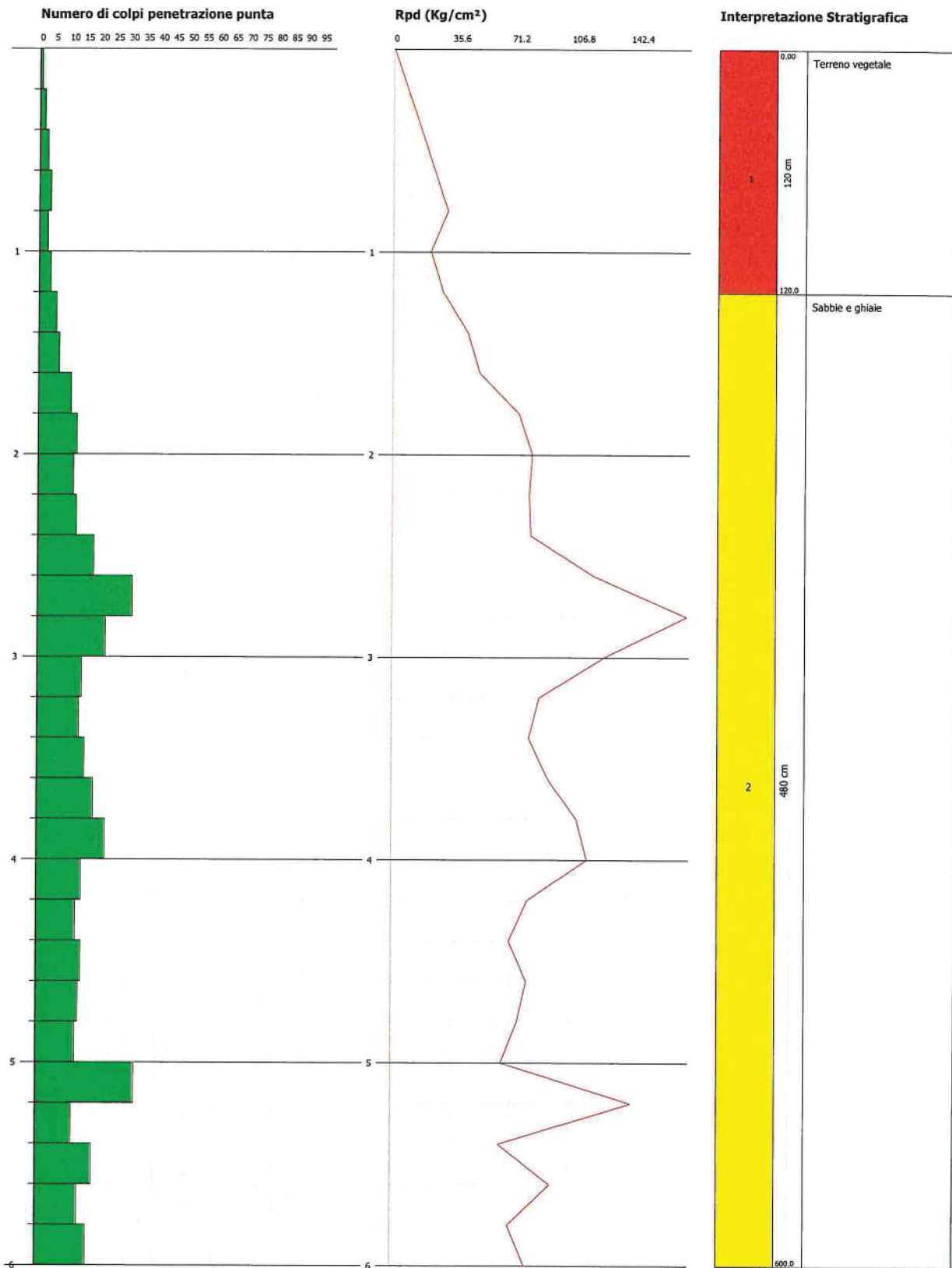
Dott. Geol. Marcello DE DONATIS

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1**  
**Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd**

Committente :  
 Cantiere : Impianto fotovoltaico Strnarella  
 Località : Strnarella (FG)

Data :17/04/2020

Scala 1:29



## PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente:

Cantiere: Impianto fotovoltaico Strnarella

Località: Stornarella (FG)

### Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	8 Kg
Diametro punta conica	50.46 mm
Area di base punta	20 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.3 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.80 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1.504
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

**OPERATORE**  
Dott. Marcello De Donatis

**RESPONSABILE**



**PROVA ... Nr.1**

Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)  
 Prova eseguita in data 17/04/2020  
 Profondità prova 6.00 mt  
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.20	1	0.855	8.31	9.72	0.42	0.49
0.40	2	0.851	16.54	19.44	0.83	0.97
0.60	3	0.847	24.69	29.15	1.23	1.46
0.80	4	0.843	32.78	38.87	1.64	1.94
1.00	3	0.840	22.65	26.97	1.13	1.35
1.20	4	0.836	30.07	35.96	1.50	1.80
1.40	6	0.833	44.92	53.94	2.25	2.70
1.60	7	0.830	52.20	62.93	2.61	3.15
1.80	11	0.826	81.71	98.89	4.09	4.94
2.00	13	0.773	84.06	108.72	4.20	5.44
2.20	12	0.820	82.31	100.36	4.12	5.02
2.40	13	0.767	83.41	108.72	4.17	5.44
2.60	19	0.764	121.44	158.90	6.07	7.95
2.80	32	0.661	177.01	267.63	8.85	13.38
3.00	23	0.709	127.44	179.83	6.37	8.99
3.20	15	0.756	88.66	117.28	4.43	5.86
3.40	14	0.753	82.47	109.46	4.12	5.47
3.60	16	0.751	93.93	125.10	4.70	6.25
3.80	19	0.748	111.18	148.55	5.56	7.43
4.00	23	0.696	117.51	168.83	5.88	8.44
4.20	15	0.744	81.88	110.10	4.09	5.51
4.40	13	0.741	70.75	95.42	3.54	4.77
4.60	15	0.739	81.39	110.10	4.07	5.51
4.80	14	0.737	75.75	102.76	3.79	5.14
5.00	13	0.735	66.10	89.92	3.30	4.50
5.20	33	0.633	144.49	228.27	7.22	11.41
5.40	12	0.781	64.83	83.01	3.24	4.15
5.60	19	0.729	95.83	131.43	4.79	6.57
5.80	14	0.727	70.43	96.84	3.52	4.84
6.00	17	0.725	80.66	111.18	4.03	5.56

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1****TERRENI INCOERENTI****Densità relativa**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 2	24.32	6.00	24.32	Gibbs & Holtz 1957	51.32

**Angolo di resistenza al taglio**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 2	24.32	6.00	24.32	Sowers (1961)	34.81

**Modulo di Young**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 2	24.32	6.00	24.32	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	287.68

**Modulo Edometrico**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 2	24.32	6.00	24.32	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	146.47

**Classificazione AGI**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 2	24.32	6.00	24.32	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENTE ADDENSATO

**Peso unità di volume**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m <sup>3</sup> )
Strato 2	24.32	6.00	24.32	Meyerhof ed altri	2.07

**Modulo di Poisson**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato 2	24.32	6.00	24.32	(A.G.I.)	0.31

**Modulo di deformazione a taglio**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 2	24.32	6.00	24.32	Ohsaki (Sabbie pulite)	1305.33

**Velocità onde**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde m/s
Strato 2	24.32	6.00	24.32	Ohta & Goto (1978) Limi	152.146

**Modulo di reazione Ko**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
Strato 2	24.32	6.00	24.32	Navfac 1971-1982	4.77

**Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)**

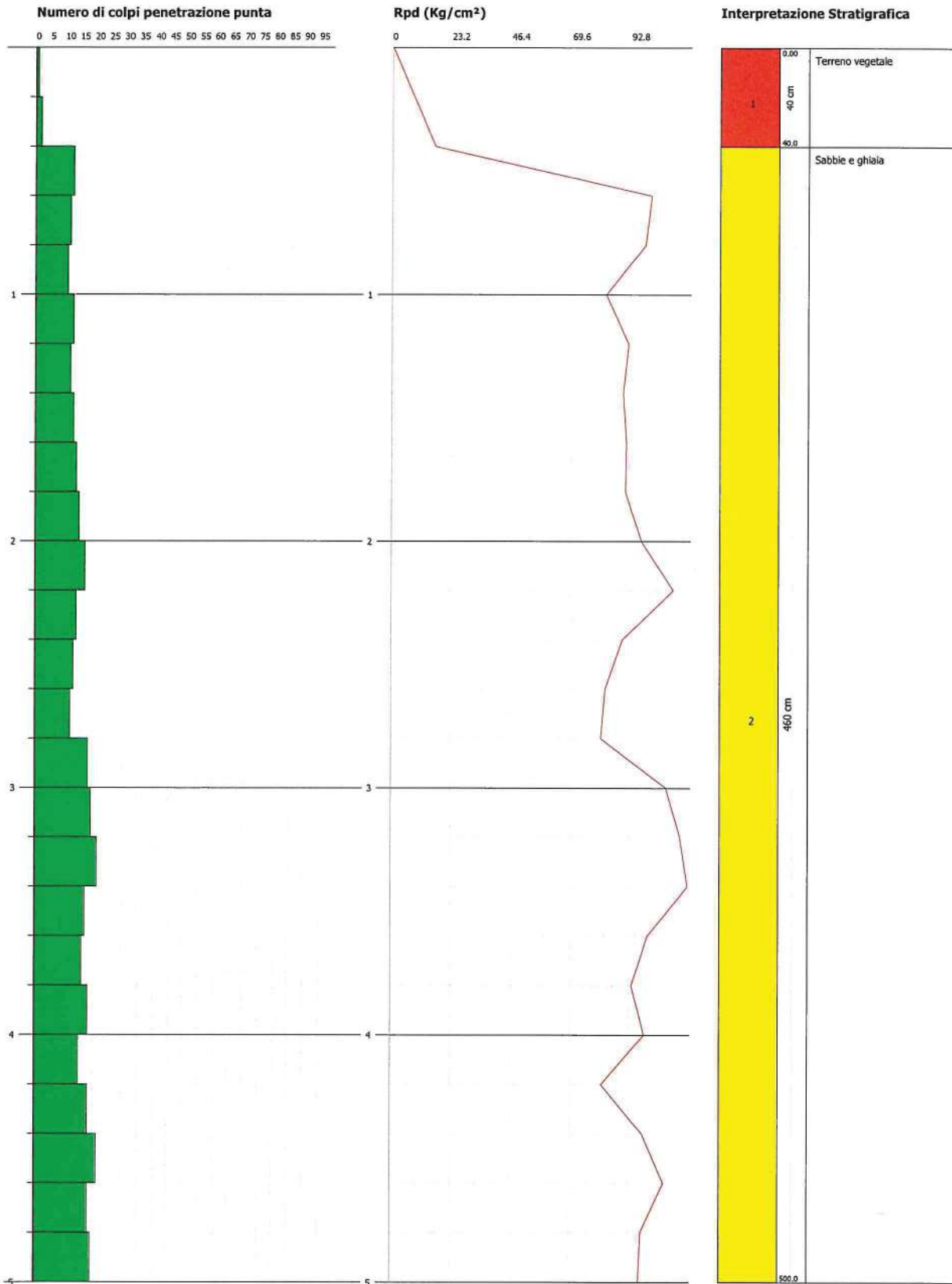
	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 2	24.32	6.00	24.32	Robertson 1983	48.64

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2**  
**Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd**

Committente :  
 Cantiere : Futura sottostazione e cabina di presa  
 Località : Comune di Ortanova

Data :17/04/2020

Scale 1:24



## PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente:

Cantiere: Futura sottostazione e cabina di presa

Località: Stornara

### Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	8 Kg
Diametro punta conica	50.46 mm
Area di base punta	20 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.3 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.80 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1.504
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

**OPERATORE**

**Dott. Marcello De Donatis**

**RESPONSABILE**

**PROVA ... Nr.2**

Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)  
 Prova eseguita in data 17/04/2020  
 Profondità prova 5.00 mt  
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.20	1	0.855	8.31	9.72	0.42	0.49
0.40	2	0.851	16.54	19.44	0.83	0.97
0.60	13	0.797	100.69	126.33	5.03	6.32
0.80	12	0.843	98.34	116.61	4.92	5.83
1.00	11	0.840	83.04	98.89	4.15	4.94
1.20	13	0.786	91.89	116.87	4.59	5.84
1.40	12	0.833	89.85	107.88	4.49	5.39
1.60	13	0.780	91.10	116.87	4.56	5.84
1.80	14	0.776	97.71	125.86	4.89	6.29
2.00	15	0.773	97.00	125.45	4.85	6.27
2.20	17	0.770	109.49	142.18	5.47	7.11
2.40	14	0.767	89.82	117.09	4.49	5.85
2.60	13	0.764	83.09	108.72	4.15	5.44
2.80	12	0.811	81.43	100.36	4.07	5.02
3.00	18	0.759	106.77	140.73	5.34	7.04
3.20	19	0.756	112.30	148.55	5.62	7.43
3.40	21	0.703	115.49	164.19	5.77	8.21
3.60	17	0.751	99.80	132.91	4.99	6.65
3.80	16	0.748	93.62	125.10	4.68	6.25
4.00	18	0.746	98.57	132.12	4.93	6.61
4.20	15	0.744	81.88	110.10	4.09	5.51
4.40	18	0.741	97.96	132.12	4.90	6.61
4.60	21	0.689	106.24	154.15	5.31	7.71
4.80	18	0.737	97.39	132.12	4.87	6.61
5.00	19	0.735	96.60	131.43	4.83	6.57

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2****TERRENI INCOERENTI****Densità relativa**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 2	23.48	5.00	23.48	Gibbs & Holtz 1957	50.94

**Angolo di resistenza al taglio**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 2	23.48	5.00	23.48	Sowers (1961)	34.57

**Modulo di Young**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 2	23.48	5.00	23.48	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	277.76

**Modulo Edometrico**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 2	23.48	5.00	23.48	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	142.72

**Classificazione AGI**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 2	23.48	5.00	23.48	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENTE ADDENSATO

**Peso unità di volume**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m <sup>3</sup> )
Strato 2	23.48	5.00	23.48	Meyerhof ed altri	2.05

**Peso unità di volume saturo**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato 2	23.48	5.00	23.48	Terzaghi-Peck 1948-1967	---

**Modulo di Poisson**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato 2	23.48	5.00	23.48	(A.G.I.)	0.31

**Modulo di deformazione a taglio**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 2	23.48	5.00	23.48	Ohsaki (Sabbie pulite)	1262.90

**Velocità onde**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde m/s
Strato 2	23.48	5.00	23.48	Ohta & Goto (1978) Limi	143.056

**Modulo di reazione Ko**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
Strato 2	23.48	5.00	23.48	Navfac 1971-1982	4.63

**Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 2	23.48	5.00	23.48	Robertson 1983	46.96

# STORNARELLA HVSR -1

Instrument: TRZ-0092/01-10

Data format: 16 byte

Full scale [mV]: n.a.

Start recording: 03/02/20 10:55:50 End recording: 03/02/20 11:07:51

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

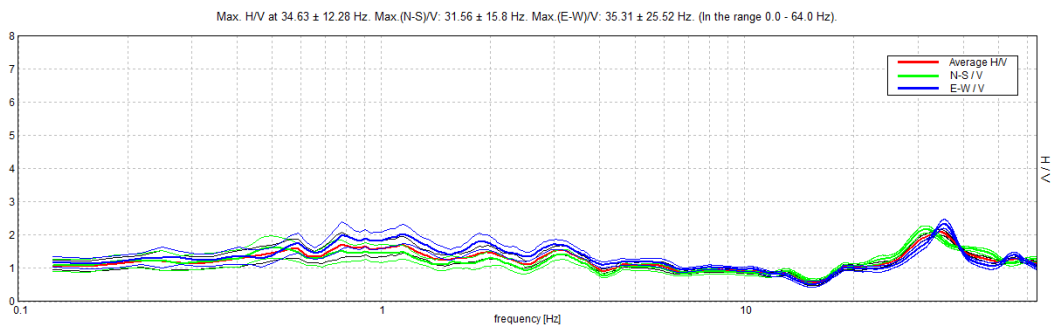
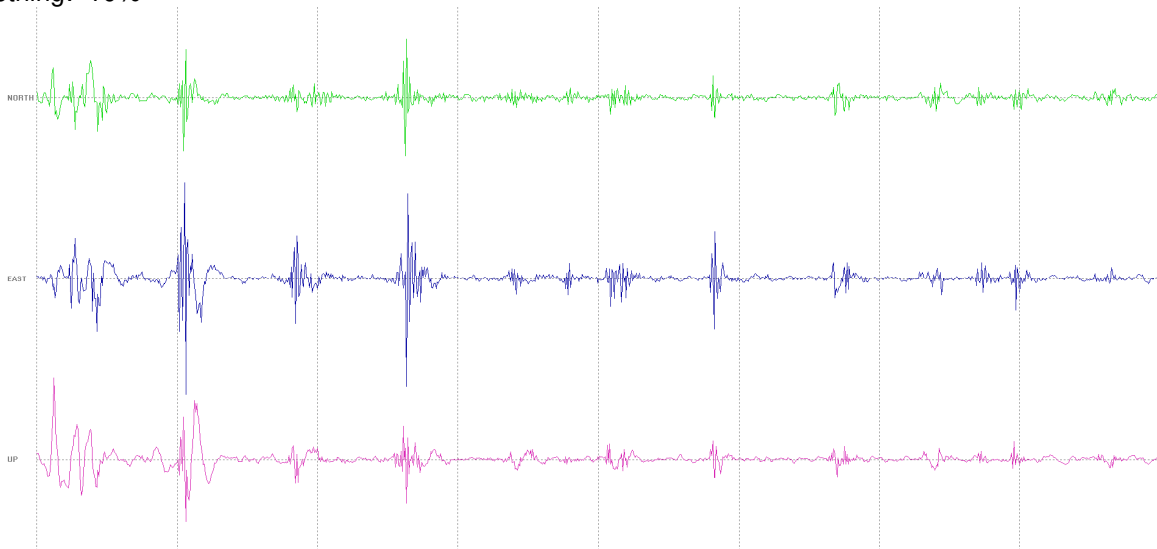
Trace length: 0h12'00". Analysis performed on the entire trace.

Sampling rate: 128 Hz

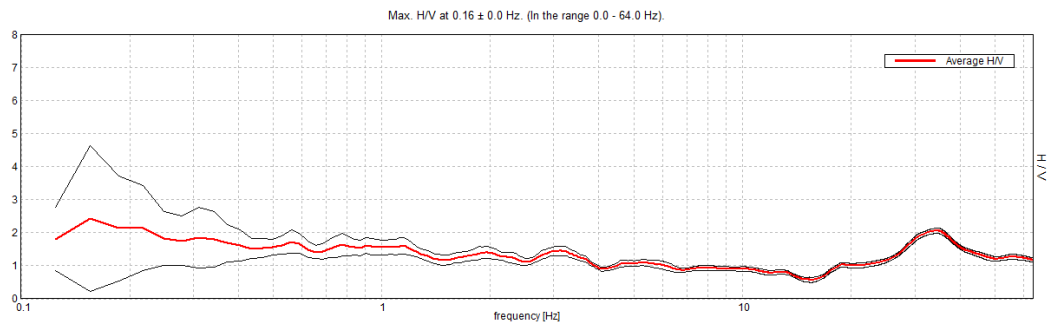
Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

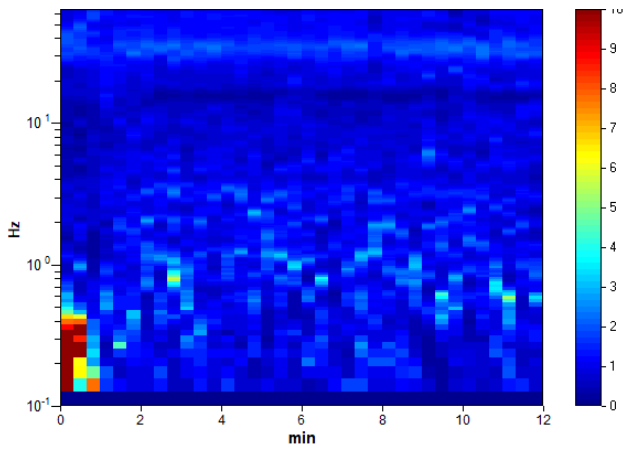
Smoothing: 10%



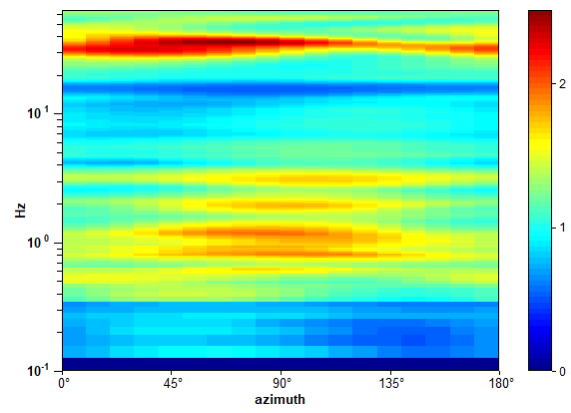
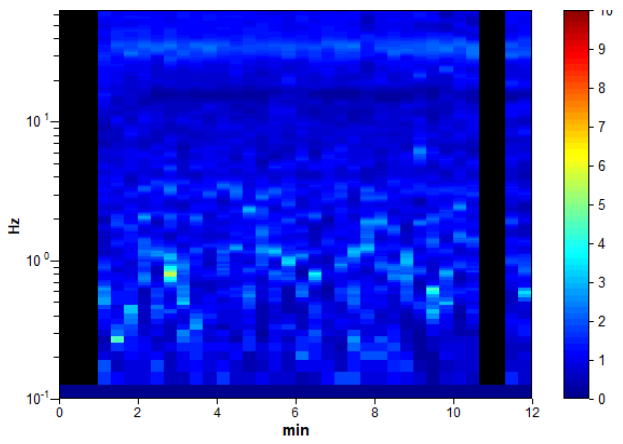
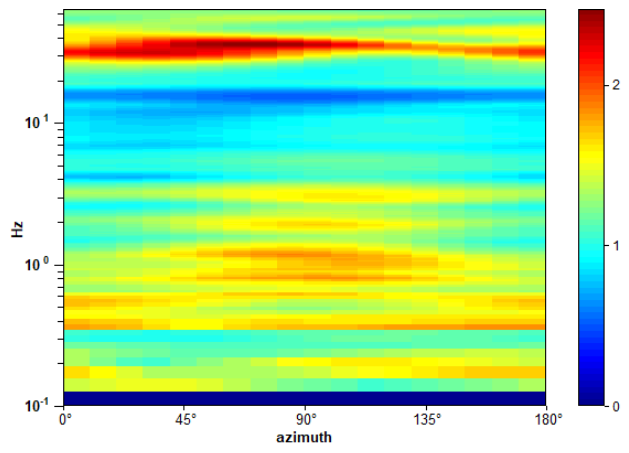
## HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



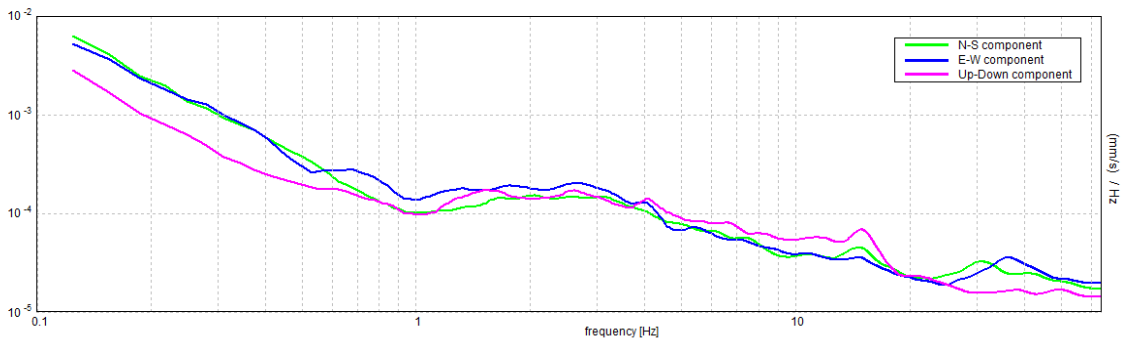
H/V TIME HISTORY



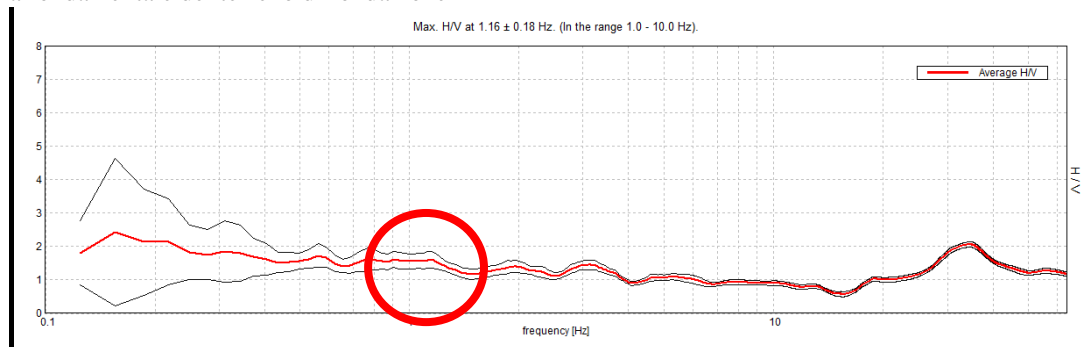
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA



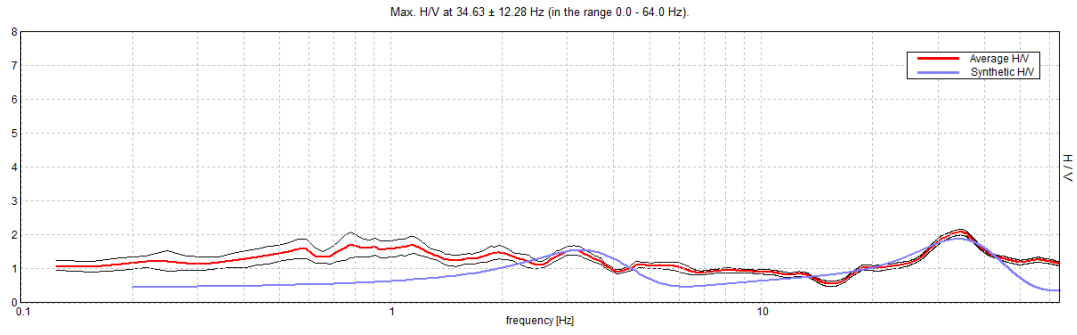
Frequenza fondamentale del terreno di fondazione



Rapporto spettrale H/V. In rosso è indicato l'H/V medio mentre in nero l'intervallo di confidenza al 95%

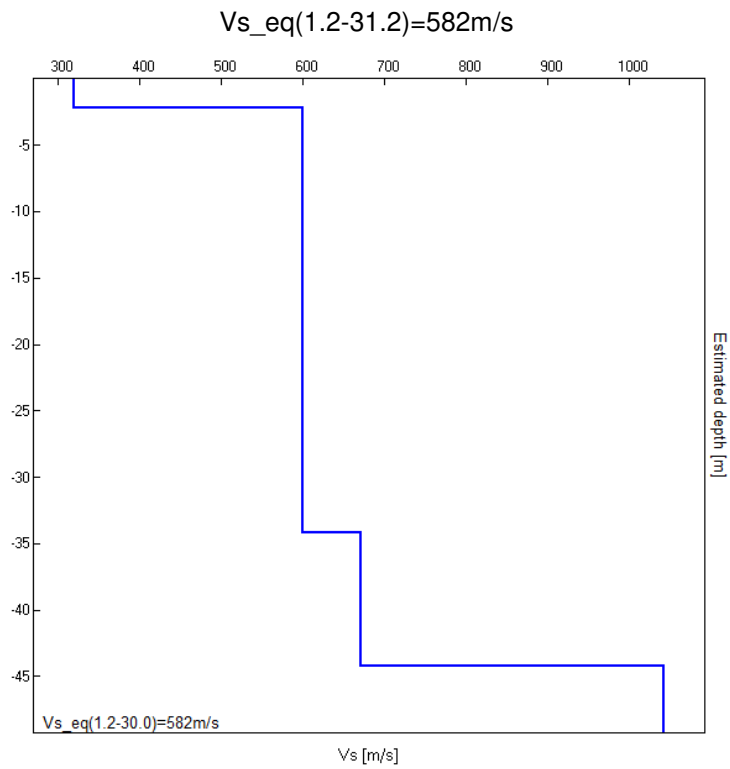
EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V





### MODELLO D'INVERSIONE PROPOSTO

Profondità (m)	Spessore sismostrati (m)	Velocità onde Vs (m/s)
2.20	2.20	320
34.20	32.00	600
44.20	10.00	671
inf.	inf.	1042



# ORTANOVA HVSR - 2

Instrument: TRZ-0092/01-10

Data format: 16 byte

Full scale [mV]: n.a.

Start recording: 03/02/20 12:30:10 End recording: 03/02/20 12:50:11

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

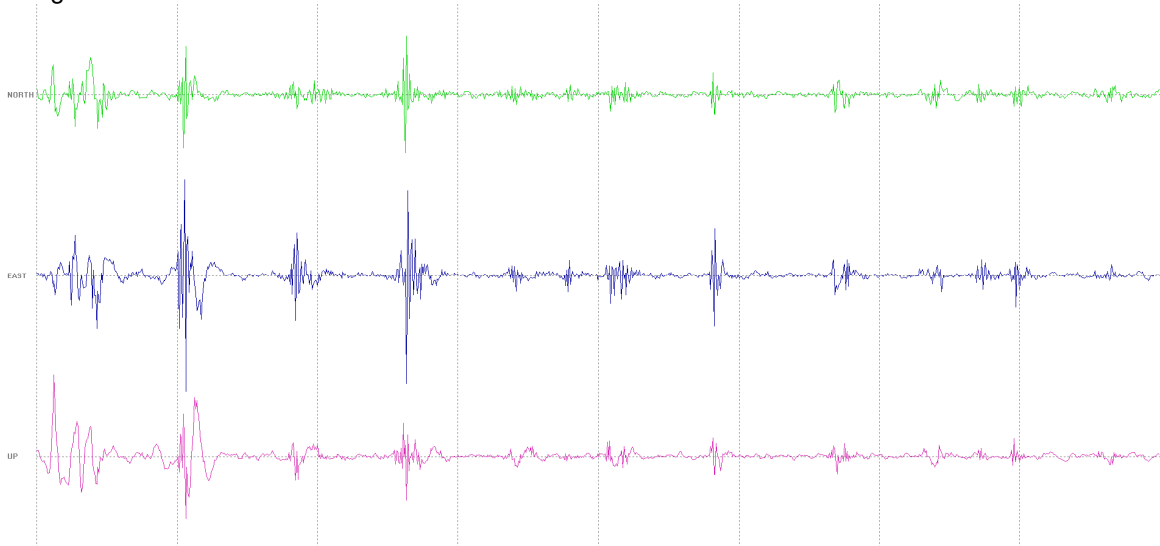
Trace length: 0h12'00". Analysis performed on the entire trace.

Sampling rate: 128 Hz

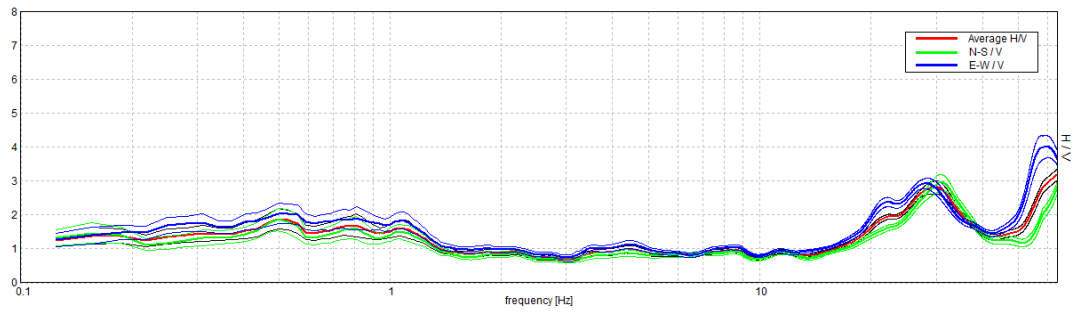
Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

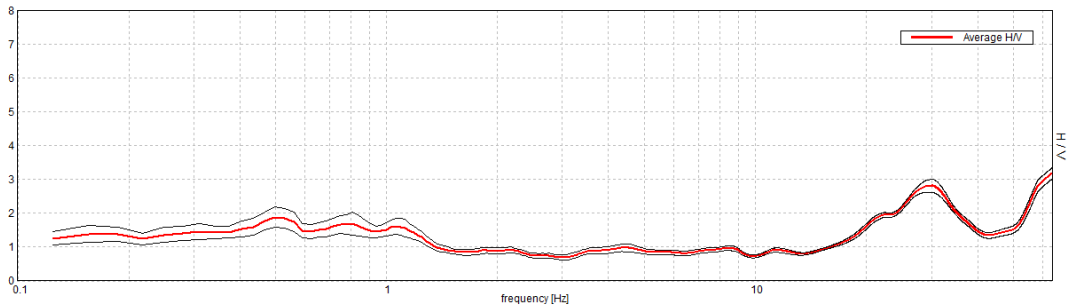


Max. H/V at 63.97 ± 14.19 Hz. Max.(N-S)/V: 30.94 ± 19.95 Hz. Max.(E-W)/V: 59.63 ± 13.31 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).

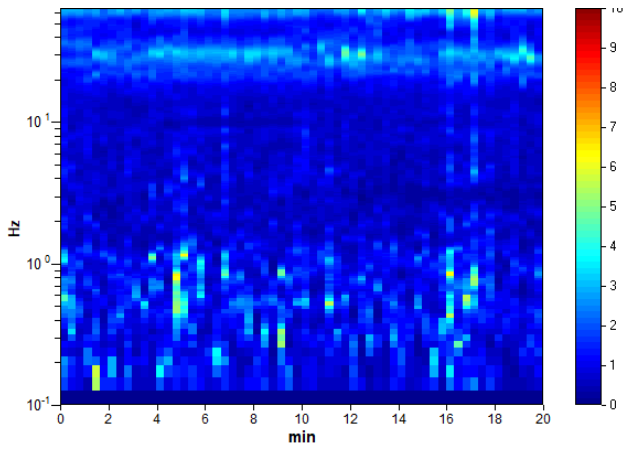


## HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

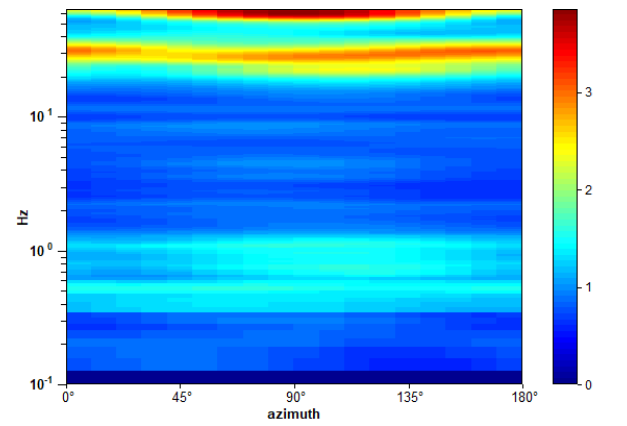
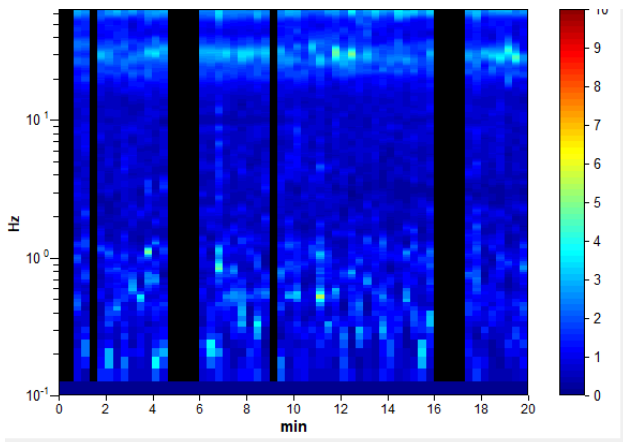
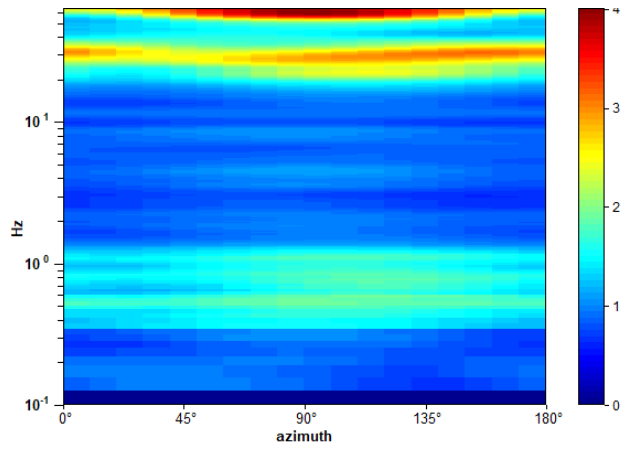
Max. H/V at 63.97 ± 14.19 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



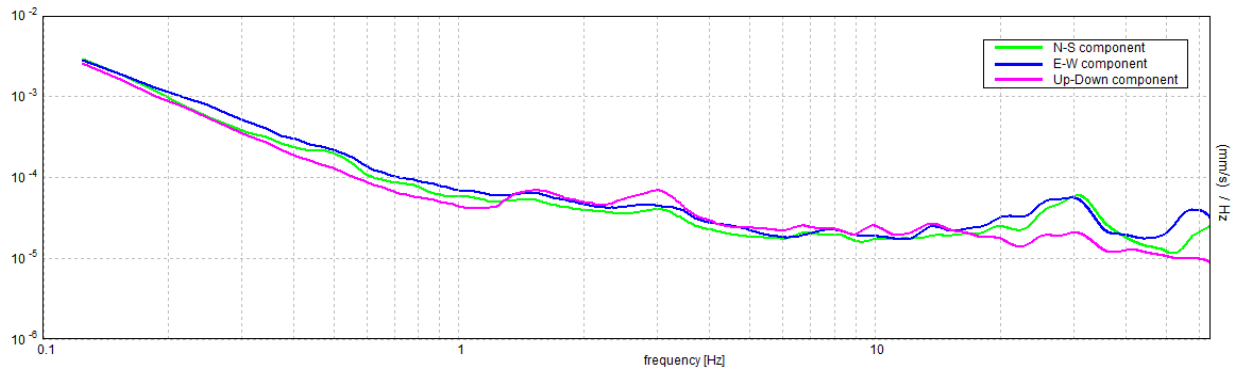
SERIE TEMPORALE H/V



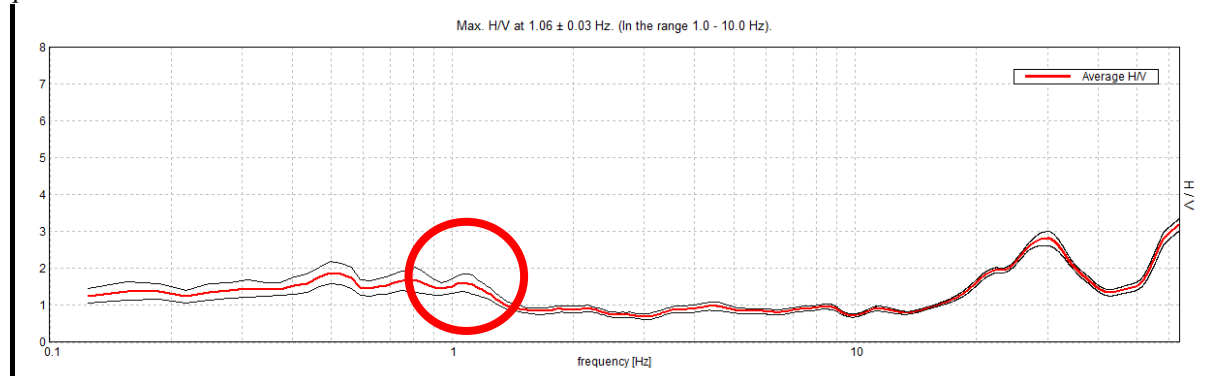
DIREZIONALITA' H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

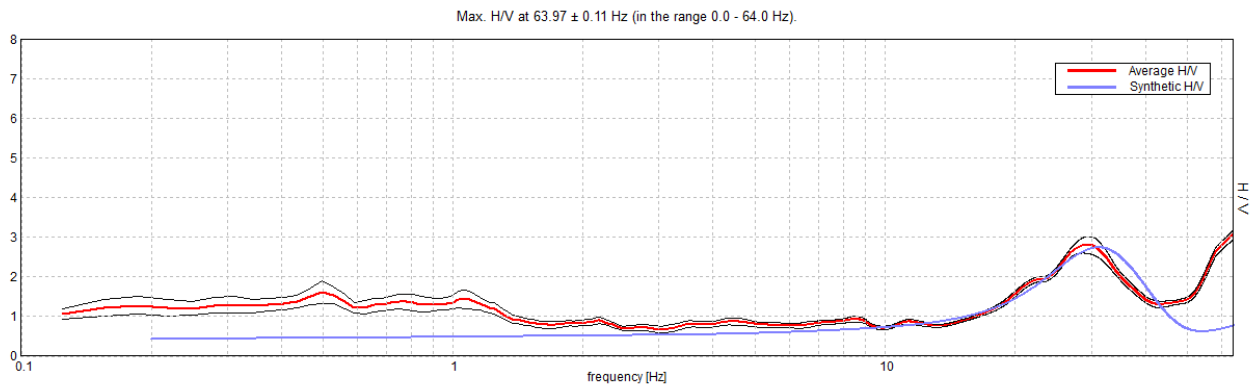


Frequenza fondamentale del terreno di fondazione



Rapporto spettrale H/V. In rosso è indicato l'H/V medio mentre in nero l'intervallo di confidenza al 95%

## EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



### MODELLO D'INVERSIONE PROPOSTO

Profondità (m)	Spessore sismostrati (m)	Velocità onde Vs (m/s)
0.20	0.20	100
2.20	2.00	260
41.20	39.00	450
inf.	inf.	520

$Vs_{eq}(1.0-31.0)=437\text{m/s}$

