

# REGIONE SICILIA

Livello di progettazione/Level of design

## Progetto Definitivo

Oggetto/Object

## PROGETTO ALIAI

### Realizzazione impianto agrovoltaico in area agricola

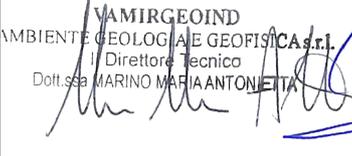
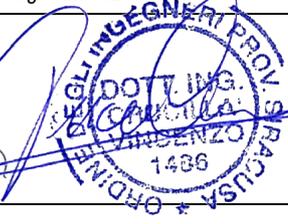
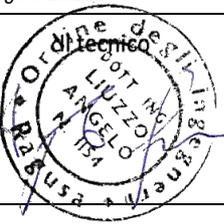
Elaborato/Drawing

## RELAZIONE GEOLOGICA

Formato/Size  <b>A4</b>	Scala/Scale	---	Codice/code	MITEPUAREL013A0	
	Data/Date	30/11/2021			
	Nome file/File name	MITEPUAREL013A0.pdf			
Revision	00	Date	30/11/2021	Description	Prima emissione

Commessa/Project order

## Progettazione Impianto Fotovoltaico

Redatto: Dott. Gualtiero Bellomo	Approvato: Dott.ssa Maria A. Marino	Progettista impianto: Ing. Vincenzo Crucillà	Verificato: Ing. Angelo Liuzzo
			

Committente/Customer

## CHERRY PICKING S.R.L.

VIA Romagnosi 96 - Floridia (Sr)

P.IVA: 02016600898

Progettazione e sviluppo/Planning and development

## ICS S.R.L.

Via Pasquale Sottocorno, 7, 20129, Milano (MI)

+39(0) 0931 999730 - P.IVA: 00485050892

Project Manager: Ing. Raimondo Barone



## INDICE

1.	<b><i>PREMESSE</i></b>	1
2.	<b><i>CONSIDERAZIONI GEOLOGICHE</i></b>	5
3.	<b><i>CONSIDERAZIONI GEOMORFOLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE</i></b>	8
4.	<b><i>CARATTERISTICHE LITOLOGICHE DEI TERRENI INTERESSATI</i></b>	14
5.	<b><i>LIQUEFAZIONE DEI TERRENI</i></b>	17
6.	<b><i>INDAGINI GEOFISTICHE ESEGUITE NELL'AREA</i></b>	25
7.	<b><i>CARATTERISTICHE SISMICHE DEL TERRITORIO</i></b>	51
8.	<b><i>CAMPAGNA INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEO- TECNICHE DA ESEGUIRE IN FASE DI PROGETTA- ZIONE ESECUTIVA</i></b>	56
9.	<b><i>CONCLUSIONI</i></b>	59

***REGIONE SICILIA***  
***COMUNE DI RAMACCA, CASTEL JUDICA E PATERNO' (CT) E***  
***CENTURIFE (EN)***

***PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN***  
***IMPIANTO AGRO-VOLTAICO DENOMINATO ALIAI***

***Committente: Cherry Picking S.r.l***

***RELAZIONE GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA ED***  
***IDROGEOLOGICA***

***1. PREMESSE***

Il presente studio geologico-geomorfologico-idrogeologico preliminare è stato eseguito in ossequio a quanto descritto nelle normative vigenti in materia (D.M. 17/01/2018).

Nello specifico ha previsto l'analisi critica dei dati forniti dal Committente e l'esecuzione di specifici rilievi di superficie per:

- determinare la costituzione geologica dell'area interessata dal progetto;
- studiarne le caratteristiche geomorfologiche con particolare riguardo alle condizioni di stabilità dei versanti;
- definire l'assetto idrogeologico con riguardo alla circolazione idrica superficiale e sotterranea;
- individuare tutte le problematiche geologico-tecniche che possono interferire con le opere in progetto;

- indicare, in linea di prima approssimazione, eventuali opere di consolidamento o presidio per garantire la realizzazione ottimale delle opere in progetto;
- determinare, in linea di prima approssimazione, le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni con maggiore interesse a quelle che più da vicino riguardano gli aspetti progettuali;
- verificare l'eventuale presenza di problematiche legate a fenomeni di liquefazione;
- indicare un programma di indagini geognostiche e geotecniche da eseguire nelle successive fasi di progettazione.

Lo studio è stato, quindi, articolato come segue:

**a) Studio geologico dell'area interessata** comprendente la descrizione delle formazioni geologiche presenti, delle loro caratteristiche litologiche, dei reciproci rapporti di giacitura, dei loro spessori, nonché l'indicazione di tutti i lineamenti tettonici.

**b) Studio geomorfologico dell'area interessata** comprendente la descrizione dei principali lineamenti morfologici, degli eventuali fenomeni di erosione e dissesto, dei principali processi indotti da antropizzazione.

**c) Studio idrogeologico dell'area interessata** comprendente la descrizione dei lineamenti essenziali sulla circolazione idrica superficiale e sotterranea in relazione alla loro interferenza con le problematiche geotecniche ed all'individuazione delle aree soggette ad esondazione.

**d) Studio delle pericolosità geologiche dell'area interessata** comprendente tutto quanto necessario ad evidenziare le aree interessate da "pericolosità geologiche" quali frane, colate, crolli, erosioni, esondazioni, rappresentando, cioè, un'attenta analisi ed interpretazione degli studi precedenti.

**e) Studio della pericolosità sismica locale** atto ad evidenziare le aree con particolari problematiche sismiche e tali da poter provocare fenomeni di amplificazione, liquefazione, cedimenti ed instabilità.

Da quanto detto prima si evince che in una prima fase il nostro lavoro è stato organizzato eseguendo numerosi sopralluoghi finalizzati allo studio di una zona più vasta rispetto a quella direttamente interessata dal progetto per inquadrare, in una più ampia visione geologica, la locale situazione geostrutturale.

Nostro interesse era, inoltre, quello di definire l'habitus geomorfologico e l'assetto idrogeologico concentrando la nostra attenzione sulle condizioni di stabilità dei versanti, sullo stato degli agenti morfogenetici attivi e sulla presenza e profondità di eventuali falde freatiche.

Per la ricostruzione della serie stratigrafica locale e del modello geologico, nonché per l'individuazione dell'eventuale presenza di falde freatiche e della profondità del livello piezometrico, sono stati utilizzati i dati in nostro possesso e derivanti da studi eseguiti dal sottoscritto in aree limitrofe all'area direttamente interessata dallo studio.

Per la caratterizzazione sismica sono stati utilizzati i dati delle indagini sismiche eseguite per il presente studio, che hanno consentito di ottenere informazioni sulle velocità delle onde sismiche Vs nei primi 30 m di profondità a partire dal p.c.

Con i dati in nostro possesso, abbiamo redatto la presente relazione geologico-tecnica corredata da:

- ❖ n. 4 carte geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche in scala 1/10.000 fuori testo;
- ❖ n. 16 carte relative al “Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.)” redatte dall'Assessorato Territorio e Ambiente

- Servizio 4 “Assetto del territorio e difesa del suolo”, con l’ubicazione delle aree interessata delle opere in progetto;
- ❖ n. 8 carte relative al “Piano di Gestione del Rischio Alluvioni” redatte dall’Autorità di Bacino”, con l’ubicazione delle aree interessata delle opere in progetto;
- ❖ risultati delle indagini geofisiche eseguite.

Le ipotesi geologiche formulate in questa sede sono da confermare con l’esecuzione delle indagini indicate nell’apposito capitolo, nella successiva fase di progettazione.

## **2. CONSIDERAZIONI GEOLOGICHE**

Lo studio geologico, di insieme e di dettaglio, è stato realizzato conducendo inizialmente la necessaria ricerca bibliografica sulla letteratura geologica esistente, la raccolta ed il riesame critico dei dati disponibili ed, infine, una campagna di rilievi effettuati nell'area strettamente interessata dallo studio.

Entrando nel particolare, la situazione litostratigrafica locale è caratterizzata, dall'alto verso il basso, dall'affioramento di:

⇒ **DEPOSITI ALLUVIONALI RECENTI (Olocene):** Comprendono i depositi ubicati lungo gli alvei dei corsi d'acqua e nelle piane alluvionali limitrofe. Si tratta di rocce prevalentemente sciolte costituite da limi, limi sabbiosi e limi argillosi, con ciottoli quarzarenitici, sabbie a grana da fine a grossolana, sabbie limose e sabbie ghiaiose e ghiaie poligeniche ed eterometriche, con blocchi angolosi e con intercalazioni sabbioso-ghiaiose.

Generalmente si presentano scarsamente addensate e, dove prevalgono i limi sabbiosi e torbosi, sono compressibili e molto plastici.

In relazione alla tipologia di fondazione da utilizzare si ricorda che la presenza di livelli di ghiaie potrebbe essere una criticità per i pali battuti. Detti depositi affiorano in corrispondenza dei sottocampi 1, 2, e porzioni dei sottocampi 3, 4 e 5.

⇒ **DEPOSTI ALLUVIONALI TERRAZZATI (Olocene-Pleistocene sup.):** Sono depositi estremamente variabili da un punto di vista granulometrico ma per gli scopi del presente lavoro bisogna evidenziare la forte presenza di limi molto compressibili, saturi ed alternati a strati di sabbie, limi-argillosi e ghiaia.

Si distinguono in tre tipologie:

- 1) Depositi terrazzati costituiti da sabbie ghiaiose di colore giallastro, talora rossastro a clasti poligenici ed eterometrici scarsamente addensati;
- 2) Depositi terrazzati costituiti da livelli sabbiosi, livelli limo-argillosi e livelli conglomeratici;
- 3) Depositi terrazzati costituiti da ghiaie e ghiaie sabbiose di colore giallastro, talora rossastro, a clasti poligenici da arrotondati a sub spigolosi.

Detti depositi interessano i terreni di fondazione di una porzione del sottocampo 3 e della sottostazione di condivisione.

⇒ **COMPLESSO ARGILLOSO (*Pleistocene inf.*)**: si tratta di argille ed argille siltoso marnose grigio azzurre, a struttura omogenea, uniformi. La porzione superficiale alterata si presenta plastica e scarsamente consistente mentre le proprietà meccaniche generalmente aumentano con la profondità. Detto complesso affiora in corrispondenza di una porzione dei sottocampi 3 e 4 e della sottostazione di utenza ma ha un ruolo fondamentale nella ricostruzione del modello geologico ed idrogeologico in quanto costituisce, anche, il substrato impermeabile che funge da letto della falda freatica presente dove affiora il complesso alluvionale recente.

⇒ **ARGILLE DI CATENANUOVA (*Oligocene Sup. - Serravalliano*)**: si tratta di argille ed argille marnose, a struttura omogenea, uniformi. La porzione superficiale alterata si presenta plastica e scarsamente consistente mentre le proprietà meccaniche generalmente aumentano con la profondità. Detto complesso affiora in una limitata porzione del sottocampo 5 ed ha un ruolo fondamentale nella ricostruzione del

modello geologico ed idrogeologico in quanto costituisce il substrato impermeabile che funge da letto della falda freatica presente dove affiora il complesso alluvionale in corrispondenza del sottocampo 5.

I terreni sopra descritti sono ricoperti da uno spessore variabile tra 1,00 e 2,00 m di terreno vegetale e sovrastano i litotipi (alterati ed inalterati) dei complessi alluvionali ed argillosi precedentemente descritti.

### **3. *CONSIDERAZIONI GEOMORFOLOGICHE ED IDRO- GEOLOGICHE***

Nell'area vasta l'habitus geomorfologico è piuttosto regolare, costituito da un paesaggio contraddistinto da aree sub pianeggianti.

Le condizioni di stabilità dell'area sia dei sottocampi agro-voltaici che della sottostazione sono ottime in relazione alla favorevole giacitura dei terreni presenti, nonché alla mancanza assoluta di agenti geodinamici che possano in futuro turbare il presente equilibrio.

Non si ritiene, quindi, di eseguire verifiche di stabilità poiché essendo l'area pianeggiante e totalmente esente da qualunque fenomenologia che possa modificare l'attuale habitus geomorfologico, non è possibile l'instaurarsi di alcun movimento franoso e, quindi, i calcoli farebbero registrare valori del coefficiente di sicurezza decisamente superiori ai minimi previsti dalla legge.

Quanto detto prima è confermato dal Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) che esclude tali aree da qualunque fenomenologia di dissesto e di rischio geomorfologico (vedi cartografia allegata fuori testo).

Dal punto di vista idrogeologico l'area direttamente interessata dal progetto è caratterizzata dall'affioramento di terreni diversi che abbiamo suddiviso in 2 tipi di permeabilità prevalente:

- ❖ ***Rocce permeabili per porosità:*** Si tratta di rocce caratterizzate da una permeabilità per porosità che varia al variare dalle dimensioni granulometriche dei terreni presenti. In particolare la permeabilità risulta essere medio-bassa nella frazione limosa mentre tende ad aumentare nei livelli sabbiosi e ghiaiosi. Di conseguenza la circolazione idrica

sotterranea è discontinua con livelli acquiferi sospesi. Rientrano in questo complesso i terreni afferenti ai depositi alluvionali recenti e terrazzati.

- ❖ **Rocce impermeabili:** Questo complesso è costituito dal Complesso Argilloso Pleistocenico e delle Argille di Catenanuova. In queste rocce l'infiltrazione si esplica tanto lentamente da essere considerate praticamente impermeabili anche se la porzione alterata superficiale acquista una bassa permeabilità per porosità che non permette la presenza di falde freatiche ma consente il formarsi di livelli idrici a carattere stagionale che mantengono, nel periodo delle piogge, i primi 5-6 mt. in condizioni di saturazione.

Vista la natura dei terreni presenti si può affermare che il livello piezometrico della falda presente si attesta a una quota pari a circa 1.0 m dal p.c., ma può raggiungere il piano campagna durante i periodi di pioggia.

Nelle zone depresse, in caso di piogge prolungate si formano frequenti fenomeni di ristagno delle acque.

In relazione alle problematiche afferenti alla presenza della falda freatica nei depositi alluvionali, per verificare l'eventuale presenza di impatti sulla stessa derivanti dalla realizzazione delle fondazioni si chiarisce che:

- ❖ le fondazioni non possono avere alcuna interferenza negativa sulla falda poichè sono costituite da un palo di acciaio battuto per ogni tracker e, quindi, si posizionano a distanza minima di circa 7 mt. Ne consegue che non possono costituire in alcun modo nè effetto diga, nè, per il materiale utilizzato, sorgente di rilascio di alcun tipo di

sostanza che possa modificare la qualità della risorsa idrica, nè tantomeno causarne inquinamento di nessun tipo;

- ❖ come è noto le falde nei depositi alluvionali recenti sono del tipo note in letteratura come «Falde di subalveo» e, quindi, caratterizzate da velocità di deflusso sotterraneo estremamente modeste in funzione del fatto che sono ubicate in aree, che per loro habitus ed origine non possono che essere pianeggianti o subpianeggianti. Ne consegue che la presenza di pali in acciaio distanti tra loro circa 7 mt non può modificare in alcun modo l'assetto idrogeologico della risorsa idrica anche quando questa, sia pure per pochi giorni, può raggiungere il piano campagna;

In relazione ad eventuali impatti sulla rete idrica superficiale e sull'attuale regime idrico anche in funzione di eventuali fenomeni di dilavamento si chiarisce che il sito si trova in terreni pianeggianti o subpianeggianti con pendenze talmente modeste che non sono sede nè di un reticolo idrico superficiale, nè di fenomeni di dilavamento e, quindi, la realizzazione del progetto non può in nessun caso alterare l'attuale equilibrio idrogeologico.

In relazione alle necessità di utilizzo della risorsa idrica, appare chiaro come tale tipo di impianto non necessita, per tutto il periodo di esercizio, di utilizzare tale risorsa naturale l'impianto se non quella minimale per la pulizia dei pannelli computabile in circa 1300 mc per ogni volta che saranno soggetti a pulizia, pari a 110 mc/mese.

Anche i cantieri di realizzazione e dismissione non necessitano di grandi quantitativi di acqua se non quelli minimi per la bagnatura delle strade per evitare il sollevamento delle polveri, peraltro non indispensabile

nel nostro caso vista la lontananza di ricettori sensibili e la realizzazione preventiva delle barriere verdi e per altre minimali lavorazioni.

Si mette in evidenza, inoltre, che alcune aree interessate dalle opere ricadono parzialmente all'interno di zone indicate dal P.A.I. con pericolosità e rischio idraulico P1 - R1 (moderato) e P2 - R2 (medio), come visibile delle carte allegate fuori testo.

Ciò è confermato dalle carte del P.G.R.A. allegata da cui si evince che alcune porzioni delle aree interessate ricadono parzialmente all'interno di aree con pericolosità e rischio P1 (bassa -  $Tr = 300$  anni) - R1 (moderato) e P2 (media -  $Tr = 100$  anni) - R2 (medio).

Inoltre, alcuni tratti di cavidotto, attraversando i corsi d'acqua, si trovano all'interno di aree definite con un livello di pericolosità P3/rischio R3 (vedi cartografia allegata fuori testo).

***Le suddette previsioni del PAI non sono ostative alla realizzazione dell'impianto in progetto come meglio specificato dalle Norme Tecniche di Attuazione*** ma, consci delle suddette criticità, in coerenza con le N.T.A. del P.A.I., la progettazione dei sub campi ha tenuto conto delle risultanze dello studio idraulico che fornisce i tiranti idrici per le onde di piena con tempo di ritorno a 50 anni al fine di annullare qualunque tipologia di pericolosità e rischio.

In particolare l'Articolo 27 Aree a pericolosità media (P2) e moderata (P1) così recita:

***27.1. Nelle aree a pericolosità P2 e P1 oltre agli interventi di cui all'art. 26, è consentita (previa verifica di compatibilità) l'attuazione delle previsioni degli strumenti urbanistici, generali e attuativi, e di settore vigenti, corredati da un***

***adeguato studio di compatibilità esteso ad un ambito significativo.***

*27.2. Lo studio di cui al comma precedente deve tener conto degli elaborati cartografici del P.A.I., onde identificare le interazioni fra le opere previste e le condizioni idrauliche dell'area e attestare che le opere non aggravino le condizioni di pericolosità dell'area o ne aumentino l'estensione, secondo quanto definito dal precedente articolo 25*

*27.3. Per le aree di espansione edilizia derivanti da nuova pianificazione urbanistica comunale, ricadenti all'interno di aree a pericolosità moderata e bassa (P2 e P1), o che le comprendono in toto o parzialmente, devono essere valutate tutte le misure necessarie al fine di non incrementare il livello di pericolosità o non aumentarne l'estensione e devono essere garantite le condizioni di invarianza idraulica di cui all'Appendice C. 27.4. Le previsioni di urbanizzazione relative a zone che intersecano aree a pericolosità moderata e bassa (P2 e P1), devono essere supportate da uno studio idraulico specifico che individui le misure atte a ridurre gli impatti sul territorio derivanti dai carichi urbanistici previsti incluse le opere accessorie (viabilità, servizi a rete, smaltimento acque piovane, ecc.) e gli interventi necessari al conseguimento dell'invarianza idrologica o idraulica.*

A seguito della valutazione del grado di pericolosità e delle attività presenti e previste l'ARTA ha sviluppato la carta del Rischio ed inserito le aree interessate dal progetto nell'ambito delle classi R1 ed R2 (vedi carte fuori testo).

***Per le aree R1 ed R2 non sono previsti divieti specifici e, quindi, ci si deve riferire a quanto determinato per le aree P2 e P3 precedentemente descritte.***

Per garantire la piena efficienza dell'impianto anche nel caso delle piene individuate dal PAI si consiglia la progettazione dei sub campi tenendo conto delle risultanze dello studio idraulico che fornisce i tiranti idrici per le onde di piena con tempo di ritorno a 50 anni al fine di annullare qualunque tipologia di pericolosità e rischio.

#### **4. CARATTERISTICHE LITOLOGICHE DEI TERRENI INTERESSATI**

Da quanto desumibile dalle indagini geotecniche in situ in nostro possesso, dalla carta geologica allegata, dai rilievi e dalle indagini geofisiche eseguite per il presente lavoro, i terreni di sedime direttamente interessati dalle opere in studio sono dall'alto verso il basso:

- a) *Terreno vegetale;*
- b) *Depositi alluvionali attuali e recenti;*
- d) *Complesso argilloso.*

Nel seguito si descrivono singolarmente le caratteristiche litotecniche essenziali dei vari terreni presenti da confermare, nella successiva fase di progettazione, con l'esecuzione delle indagini sotto indicate.

**a) Terreno vegetale:** è costituito da limi debolmente sabbiosi scarsamente consistenti di colore rosso/marrone con inclusi numerosi ciottoli di dimensioni da millimetriche a centimetriche. Lo spessore è generalmente variabile tra 1,00 e 2,00 m dal p.c. Detti terreni non sono idonei come terreni di fondazione e quindi dovranno essere totalmente asportati/superati in corrispondenza delle opere in progetto in modo da scaricare le tensioni sul substrato in posto.

**b) Depositi alluvionali attuali e recenti:** si unificano in questa fase di progetto i litotipi recenti e quelli terrazzati in quanto abbastanza simili da un punto di vista litologico anche se quelli terrazzati generalmente presentano una granulometria ed un grado di addensamento maggiori. Sono rocce prevalentemente sciolte costituite da limi, limi sabbiosi e limi argillosi, con ciottoli quarzarenitici, sabbie a grana da fine a grossolana, sabbie limose e sabbie ghiaiose e

ghiaie poligeniche ed eterometriche, sabbie ghiaiose, sabbiosi, livelli limo-argillosi e livelli conglomeratici, ghiaie e ghiaie sabbiose. Le frazioni limose e sabbiose si presentano scarsamente addensati e saturi. Dove prevalgono i limi sabbiosi e torbosi sono compressibili e molto plastici. In relazione alla tipologia di fondazione da utilizzare si ricorda che la presenza di livelli di ghiaie potrebbero essere una criticità per i pali battuti. Si mette in evidenza che nelle aree dove la frazione limosa si trova in affioramento sono presenti litotipi palustri caratterizzati da elevata plasticità. Per la caratterizzazione fisico-meccanica di tale complesso può farsi riferimento, a tutto vantaggio della sicurezza, ai seguenti range di parametri desunti dall'esperienza maturata su questi terreni:

$$\varphi' = 20-30^\circ, c' = 0.0 \text{ t/mq}, \gamma = 1.7-1.9 \text{ t/mc}$$

**c) Complesso Argilloso:** in questa fase si unificano i litotipi del complesso argilloso pleistocenico e quelli della Fm. Catenanuova in quanto litologicamente molto simili. Si tratta, infatti, di argille ed argille siltoso marnose ed argille marnose grigio azzurre, a struttura omogenea, uniformi. La porzione superficiale alterata si presenta plastica e scarsamente consistente mentre le proprietà meccaniche generalmente migliorano con la profondità. Detto complesso non affiora nelle aree in esame ma costituisce il substrato impermeabile della falda presente nel complesso alluvionale.

Per la caratterizzazione fisico-meccanica di tale complesso può farsi riferimento, a tutto vantaggio della sicurezza, ai seguenti parametri desunti dall'esperienza maturata su questi terreni:

$$\varphi' = 20 - 22^\circ, c' = 1.0 - 2.0 \text{ t/mq}, \gamma = 1.8 - 2.00 \text{ t/mc}$$

Ai fini della corretta valutazione sito-specifica del terreno di sedime dei vari sub parchi si ritiene indispensabile che il geologo incaricato nelle successive fasi di progettazione esegua specifiche indagini ai sensi del D.M. 17/01/2018.

## 5. LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Il problema della liquefazione dei terreni è di estrema importanza in aree a rischio sismico, come quella in cui si deve realizzare il progetto.

Si tratta di un fenomeno estremamente importante e pericoloso in particolari condizioni.

Il termine *liquefazione* viene usato, per definire un processo per cui una massa di terreno saturo, a seguito dell'intervento di forze esterne, statiche o dinamiche perde resistenza al taglio e si comporta come un fluido.

Ricordando la relazione di un terreno incoerente saturo:

$$\tau_f = (\sigma_f - u) \operatorname{tg} \varphi$$

se per effetto delle azioni esterne la pressione applicata si trasferisce integralmente alla fase liquida, ossia  $\sigma = u$ , viene  $\tau_f = 0$  e quindi resistenza tangenziale nulla.

Sono soprattutto le azioni dinamiche a disturbare l'equilibrio dello scheletro solido orientando le particelle di roccia, immerse in acqua, verso una maggiore compattezza.

Le particelle di terreno sotto la vibrazione, si dispongono infatti facilmente in un nuovo assetto ed in questa fase di transizione perdono il contatto fra di loro e, quindi, sono «flottanti» temporaneamente nell'acqua perdendo ogni funzione portante.

La presenza dell'acqua pone le sabbie, sottoposte a rapide alternanze di carico, in situazione analoga a quella delle argille sature sottoposte rapidamente a carichi statici; infatti la velocità con la quale si producono le variazioni di volume è talmente elevata che, nonostante la forte permeabilità dello scheletro granulare della sabbia, l'acqua non riesce a sfuggire

mentre avviene la riduzione di volume del tessuto e, quindi, le pressioni interstiziali annullano la resistenza di attrito.

Di qui la liquefazione del terreno e lo sprofondamento delle opere.

La predisposizione alla liquefazione dipende, quindi, dalla capacità del terreno ad aumentare la propria densità, il che è legato evidentemente alla percentuale di vuoti iniziale.

Il fenomeno della liquefazione si verifica per stratificazioni superficiali, a profondità di 15 m può dirsi che esso sia escluso a causa della compattezza prodotta dalla pressione geostatica.

Notevoli assestamenti possono verificarsi con terreni anche asciutti sottoposti a vibrazioni ma senza la presenza della falda non è possibile l'istaurarsi del fenomeno della liquefazione.

I metodi con cui si calcola la tendenza alla liquefazione sono divisi in due categorie: a) Metodi semplificati; b) Metodi empirici ed il nostro studio utilizza quelli definiti dal programma Liquiter della Geostru.

I metodi semplificati 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 ed indagini geofisiche per il calcolo delle Vs30.

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 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 di misurazione delle onde di taglio Vs.

I metodi di calcolo del potenziale di liquefazione adottati dal programma sono:

- 1) *Metodo di Seed e Idriss (1982);*
- 2) *Metodo di Iwasaki et al. (1978; 1984);*
- 3) *Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983);*
- 4) *Metodo di Finn (1985);*
- 5) *Metodo di Cortè (1985);*
- 6) *Metodo di Robertson e Wride modificato (1997);*
- 7) *Metodo di Andrus e Stokoe (1998);*
- 8) *Metodi basati sull'Eurocodice 8 (ENV 1998-5);*
- 9) *Metodo basato sull'NTC 2008.*

In base all'Eurocodice 8 (ENV 1998-5) si può escludere pericolo di liquefazione per i terreni sabbiosi saturi che si trovano a profondità di 15 m o quando  $a_g < 0,15$  e, contemporaneamente, il terreno soddisfi almeno una delle seguenti condizioni:

- ❖ contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità  $> 10$ ;
- ❖ contenuto di limo superiore al 10% e resistenza  $N_{1,60} > 20$ ;

- ❖ frazione fine trascurabile e resistenza  $N_{1,60} > 25$ .

Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, *la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.*

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

$$CSR = 0,65 \frac{a_g}{g} S \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{r_d}{MSF}$$

dove **S** è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Categoria suolo	Spettri di Tipo 1 - S (M > 5,5)	Spettri di Tipo 2 - S (M < 5,5)
A	1,00	1,00
B	1,20	1,35
C	1,15	1,50
D	1,35	1,80
E	1,40	1,60

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** consigliato dalla normativa è quello di Ambraseys.

Nel caso vengano utilizzati dati provenienti da prove SPT, la resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente relazione di Blake, 1997:

(a)

$$CRR = \frac{0,04844 - 0,004721 (N_{1,60})_{cs} + 0,0006136 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,00001673 [(N_{1,60})_{cs}]^3}{1 - 0,1248 (N_{1,60})_{cs} + 0,009578 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,0003285 [(N_{1,60})_{cs}]^3 + 0,00000371 4 [(N_{1,60})_{cs}]^4}$$

dove  $(N_{1,60})_{cs}$  viene valutato con il metodo proposto da Youd e Idriss (1997) e raccomandato dal NCEER:

$$(N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta N_{1,60}$$

dove  $N_{1,60}$  è la normalizzazione dei valori misurati dell'indice  $N_m$  (ridotti del 25% per profondità  $< 3$  m) nella prova SPT rispetto ad una pressione efficace di confinamento di 100 KPa ed a un valore del rapporto tra l'energia di impatto e l'energia teorica di caduta libera pari al 60%, cioè:

$$N_{1,60} = C_N C_E N_m$$

$$C_N = \left( \frac{100}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,5}$$

$$C_E = \frac{ER}{60}$$

dove ER è pari al rapporto dell'energia misurato rispetto al valore teorico x 100 e dipende dal tipo di strumento utilizzato.

Attrezzatura	$C_E$
Safety Hammer	0,7 – 1,2
Donut Hammer (USA)	0,5 – 1,0
Donut Hammer (Giappone)	1,1 – 1,4
Automatico-Trip Hammer (Tipo Donut o Safety)	0,8 – 1,4

I parametri  $\alpha$  e  $\beta$ , invece, dipendono dalla frazione fine (FC):

$\alpha = 0$	per $FC \leq 5\%$
$\alpha = \exp [1,76 - (190 / FC^2)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$\alpha = 5$	per $FC > 35\%$
$\beta = 1,0$	per $FC \leq 5\%$
$\beta = [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$

$$\beta = 1,2 \quad \text{per FC} > 35\%$$

Se invece si possiedono dati provenienti da una prova penetrometrica statica (CPT), i valori di resistenza alla punta misurati  $q_c$  devono essere normalizzati rispetto ad una pressione efficace di confinamento pari a 100 KPa e vanno calcolati mediante la seguente formula

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa} \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

Per poter tenere conto della eventuale presenza di particelle fini, il software utilizza il metodo di Robertson e Wride.

Poiché, come dimostrato, è possibile assumere:

$$\frac{(q_{c1N})_{cs}}{(N_{1,60})_{cs}} = 5$$

come proposto dall'EC8, derivato  $(N_{1,60})_{cs}$ , si utilizza la (a) per il calcolo di CRR.

Quando invece si possiedono dati provenienti da prove sismiche, si calcola la velocità di propagazione normalizzata con la formula:

$$V_{s1} = V_s \left( \frac{100}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,25}$$

e la resistenza alla liquefazione mediante la formula di Andrus e Stokoe:

$$CRR = 0,03 \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + 0,9 \left[ \frac{1}{(V_{s1})_{cs} - V_{s1}} - \frac{1}{(V_{s1})_{cs}} \right]$$

Rispetto alla normativa europea, la normativa italiana (NTC 2008) è meno accurata e non fornisce proposte di metodologie per valutare il potenziale di liquefazione.

La normativa richiede che il controllo della possibilità di liquefazione venga effettuato quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse

di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

Secondo le normative europea e italiana è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati.

La probabilità di liquefazione  $P_L$ , invece, è data dall'espressione di Juang et al. (2001):

$$P_L = \frac{1}{1 + \left( \frac{F_s}{0,72} \right)^{3,1}}$$

Nello specifico del nostro lavoro si evince che in corrispondenza di gran parte dell'impianto la falda freatica si attesta alla profondità variabile tra 1.00 m ed il piano campagna e la serie stratigrafica locale è data in prevalenza dal complesso alluvionale che poggia sul complesso argilloso.

Evidentemente il complesso argilloso non è soggetto a liquefazione, mentre quello alluvionale potrebbe essere soggetto a questi fenomeni se localmente dovesse presentare una granulometria sabbiosa omogenea.

Vista la natura dei terreni presenti non può essere esclusa in astratto tale possibilità e, quindi, la normativa prevede che vengano eseguiti specifici calcoli secondo le metodologie sopra esplicitate.

I calcoli del coefficiente di liquefazione sono, come è ovvio, molto specifici del sito di sedime in quanto dipendono prevalentemente dalla granulometria dei terreni che nel complesso alluvionale è molto variabile anche a distanza di pochi metri.

In questa fase sono stati eseguiti i primi preliminari calcoli che ci confortano in base alla notevole presenza di materiali a granulometria grossolana e/o fine che inibiscono l'istaurarsi di tale fenomeno per cui si

può dire che in generale il problema non sussiste, come peraltro dimostra la serie storica dei terremoti che si sono avvertiti in zona.

Infatti, in tutta la storia recente, pur in presenza di terremoti anche di magnitudo importante, non si sono osservati fenomeni di liquefazione in sito.

Si ritiene, comunque, indispensabile che in fase di progettazione esecutiva e di calcolo delle strutture in c.a. si eseguano le indagini sotto indicate al fine di procedere alla calcolazione dei coefficienti di liquefazione sito-specifici per ogni singolo sub parco ai sensi del D.M. 17/01/2018.

## **6. INDAGINI GEOFISICHE ESEGUITE NELL'AREA**

Nell'ambito del presente studio sono state eseguite n. 10 misure di microtremore ambientale, a partire dal piano di campagna, con un tromografo digitale progettato specificatamente per l'acquisizione del rumore sismico, al fine di verificare il valore delle VS30 caratteristiche del sito.

Di seguito vengono riportati alcuni cenni riguardo la metodologia utilizzata.

La sismica passiva è una tecnica che permette di definire la serie stratigrafica locale basandosi sul concetto di contrasto di impedenza dove per strato si intende un'unità distinta in relazione al rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

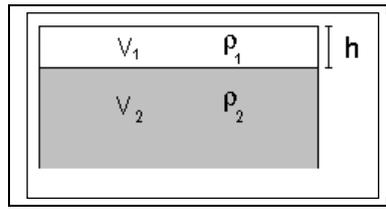
I primi studi su questa tecnica sono da attribuire a Kanai (1957) e da allora diversi metodi sono stati proposti per estrarre utili informazioni sul sottosuolo a partire dagli spettri del rumore sismico registrati in sito.

Tra questi la tecnica che si è maggiormente consolidata è quella dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (HVSr), applicata da Nogoshi e Igarashi (1970).

Successivamente Nakamura (1989) ha applicato tale metodo come strumento per la determinazione dell'amplificazione sismica locale.

Le basi teoriche dell'HVSr sono relativamente semplici in un sistema stratificato in cui i parametri variano solo con la profondità (1-D).

Considerando lo schema illustrato nella figura seguente si osserva che sono presenti due strati (1 e 2) che si differenziano per le densità ( $\rho_1$  e  $\rho_2$ ) e le velocità delle onde sismiche ( $V_1$  e  $V_2$ ).



Modello di suolo costituito da due strati a diverse velocità delle onde sismiche e densità.

In questo caso un'onda che viaggia nel mezzo 1 viene parzialmente riflessa dalla superficie di strato.

L'onda riflessa interferendo con quelle incidenti si somma e raggiunge le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente ( $\lambda$ ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore H del primo strato.

Ne consegue che la frequenza di risonanza ( $f_r$ ) dello strato 1 relativa alle onde P è pari a:

$$f_r = V_{P1}/(4 H) \quad [1]$$

mentre quella relativa alle onde S è

$$f_r = V_{S1}/(4 H). \quad [2]$$

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra, come massimi relativi, le frequenze di risonanza dei vari strati.

Questo dato, insieme alla stima delle velocità, è in grado di fornire utili previsioni sullo spessore H degli strati.

Questa informazione è contenuta principalmente nella componente verticale del moto ma la prassi di usare il rapporto tra gli spettri orizzontali e quello verticale, piuttosto che il solo spettro verticale, deriva dal fatto che il rapporto fornisce un'importante normalizzazione del segnale per:

- ❖ il contenuto in frequenza;
- ❖ la risposta strumentale;

- ❖ l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

La normalizzazione, che rende più semplice l'interpretazione del segnale, è alla base della popolarità del metodo.

Da evidenziare, inoltre, che i microtremori sono costituiti da onde di volume, P o S, ed in misura maggiore da onde superficiali, in particolare da onde di Rayleigh.

Tale inconveniente è facilmente superabile sia perché le onde di superficie sono prodotte da interferenza costruttiva, sia perché la velocità dell'onda di Rayleigh è molto prossima a quella delle onde S.

D'altro canto l'applicabilità pratica della formula [2] è stata già dimostrata in molti studi sia nell'ambito della prospezione geofisica che nell'ambito ingegneristico.

La strumentazione utilizzata per l'acquisizione dei dati sperimentali, consiste in un tromografo digitale denominato "Tromino", dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati N-S, E-W e verticalmente alimentato da 2 batterie AA da 1.5 V, fornito di GPS interno e senza cavi esterni. I dati di rumore, amplificati e digitalizzati a 24 bit equivalenti, sono stati acquisiti alla frequenza di campionamento di 128 Hz.

Dalle registrazioni del rumore sismico sono state ricavate e analizzate due serie di dati:

- le curve HVSR che sono state ottenute col software Grilla eseguendo un processing con i seguenti parametri:
  - ✓ larghezza delle finestre d'analisi pari a 20 s per tempi di acquisizione di 20 minuti;
  - ✓ lisciamento secondo finestra triangolare con ampiezza pari al 15% della frequenza centrale,

- ✓ rimozione delle finestre con rapporto STA/LTA (media a breve termine/media a lungo termine) superiore ad 2;
  - ✓ rimozione manuale di eventuali transienti ancora presenti.
- le curve dello spettro di velocità delle tre componenti del moto sono state ottenute dopo l'analisi con gli stessi parametri sopra riportati.

Le profondità H delle discontinuità sismiche sono state ricavate tramite la formula sotto riportata, in cui:

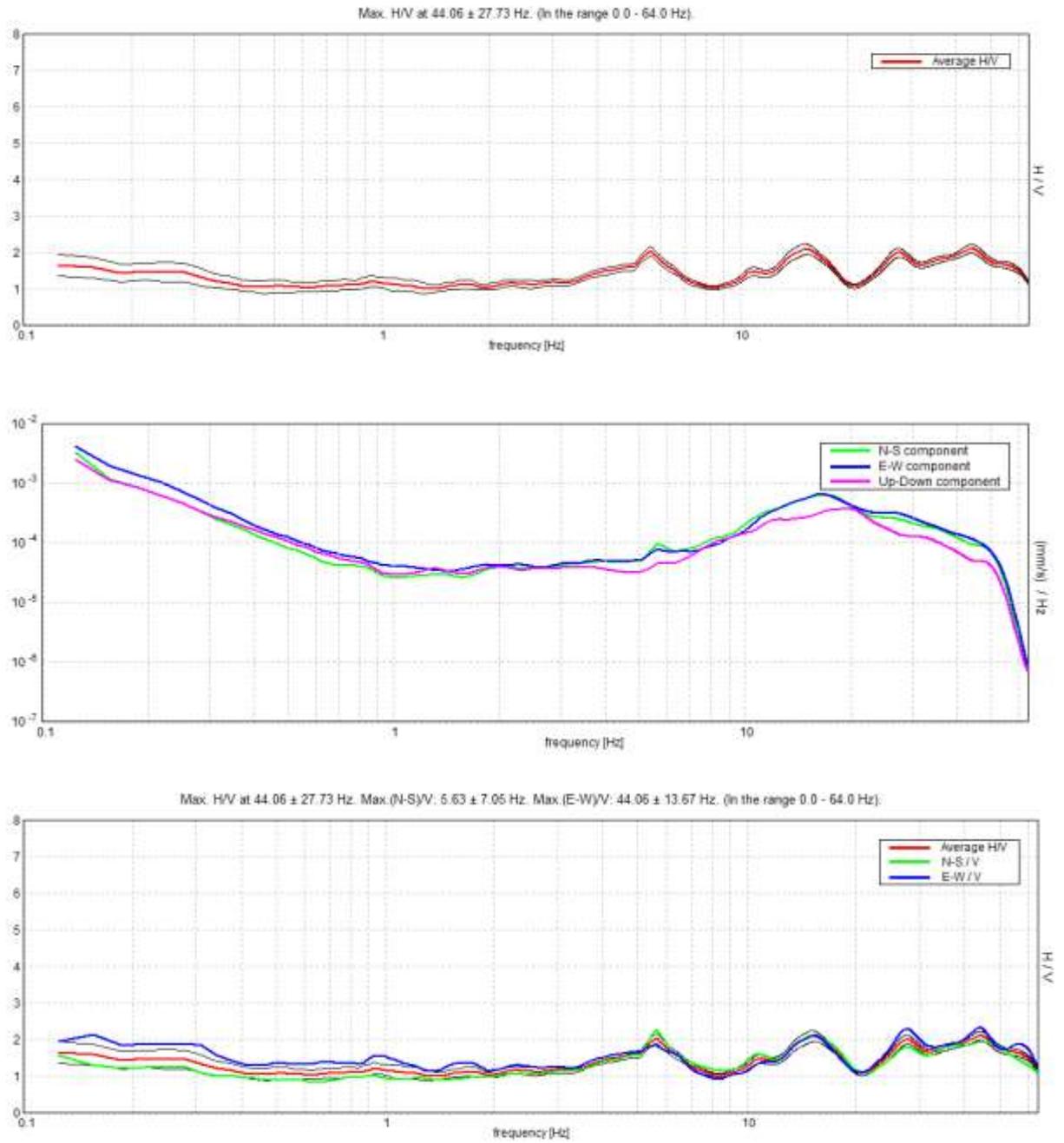
- ⇒  $V_0$  è la velocità al tetto dello strato;
- ⇒  $a$  un fattore che dipende dalle caratteristiche del sedimento (granulometria, coesione ecc.);
- ⇒  $\nu$  la frequenza fondamentale di risonanza.

$$H = \left[ \frac{V_0(1-a)}{4\hat{\nu}_1} + 1 \right]^{1/(1-a)} - 1$$

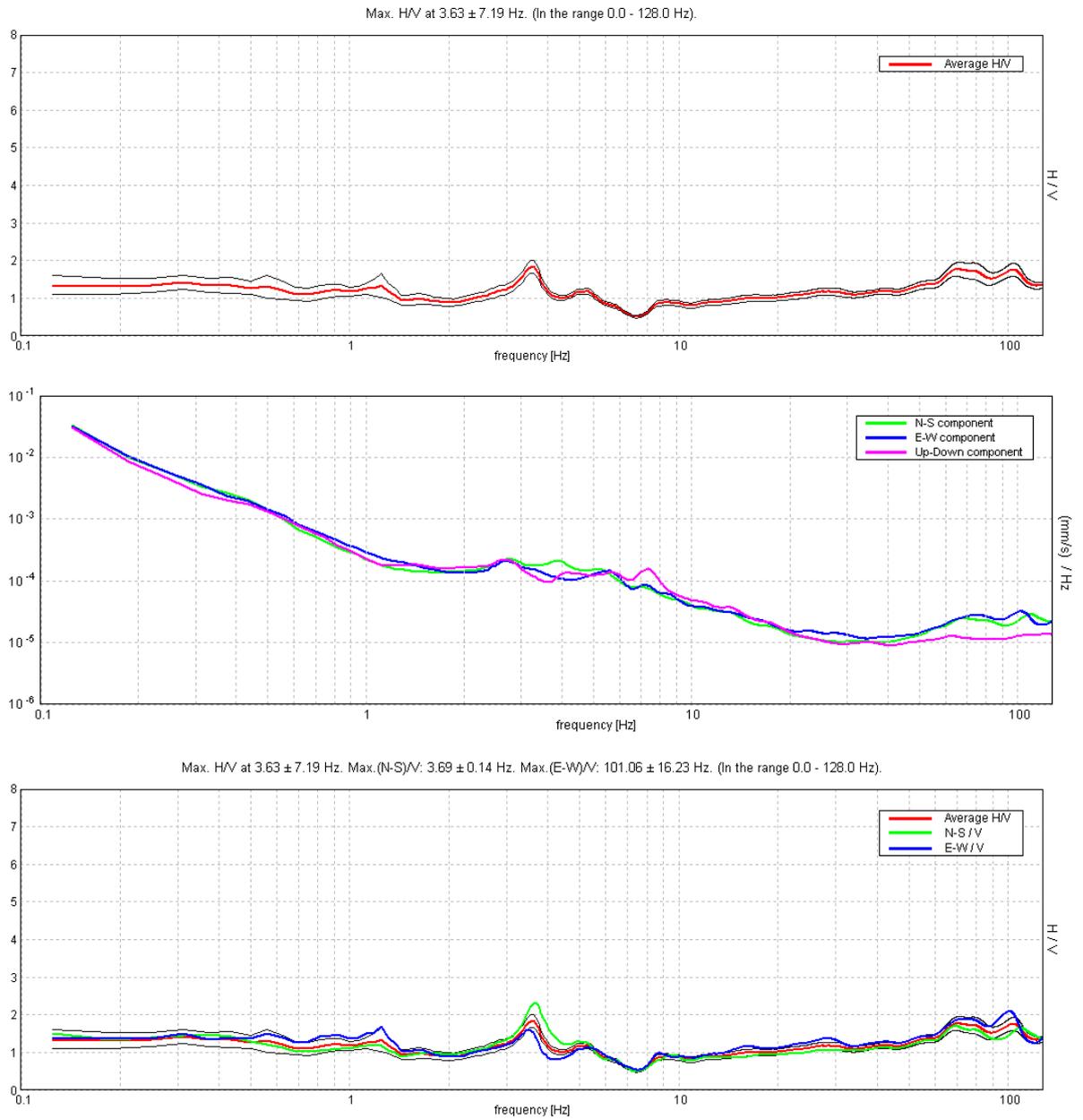
Le ubicazioni dei sondaggi eseguiti sono visibili nella planimetria allegata.

Di seguito sono riportate, in dettaglio, le interpretazioni dei dati sperimentali ottenuti.

### Sondaggio T1

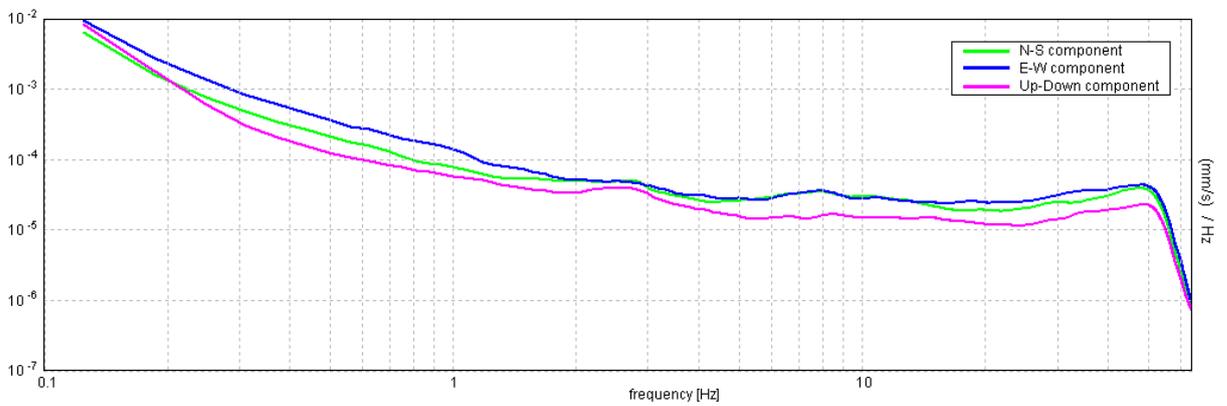
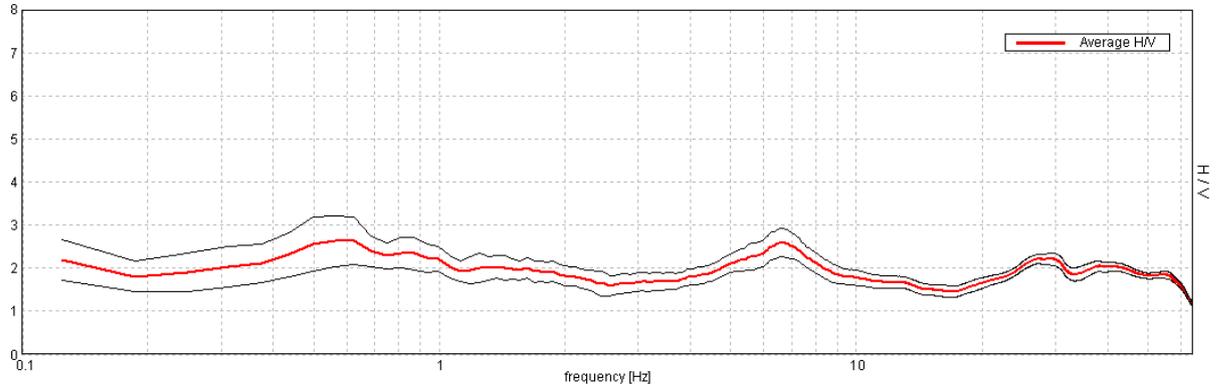


### Sondaggio T2

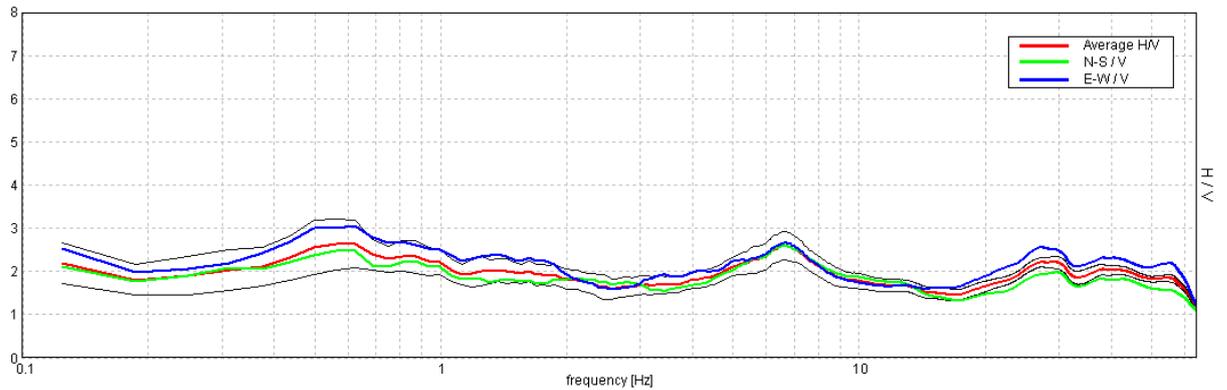


### Sondaggio T3

Max. HV at  $0.63 \pm 3.79$  Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).

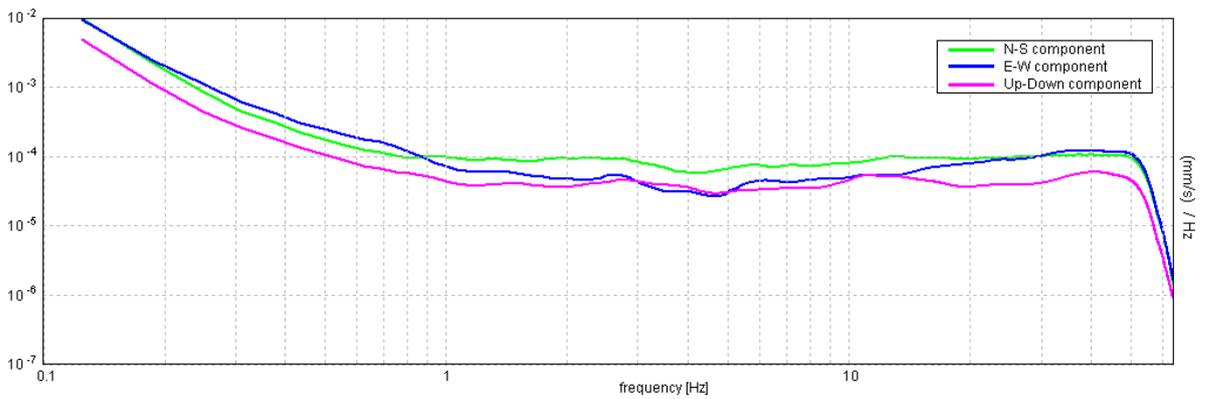
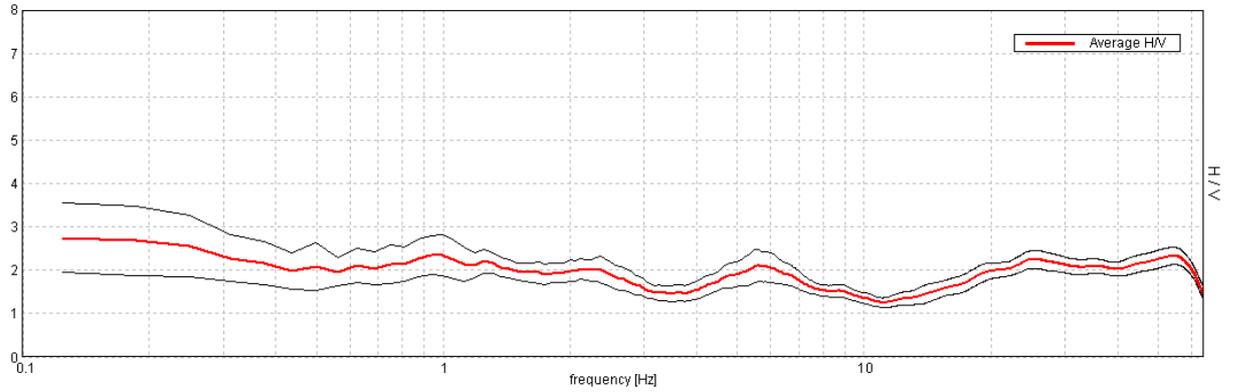


Max. HV at  $0.63 \pm 3.79$  Hz. Max. (N-S)/V:  $6.56 \pm 3.59$  Hz. Max. (E-W)/V:  $0.63 \pm 2.11$  Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).

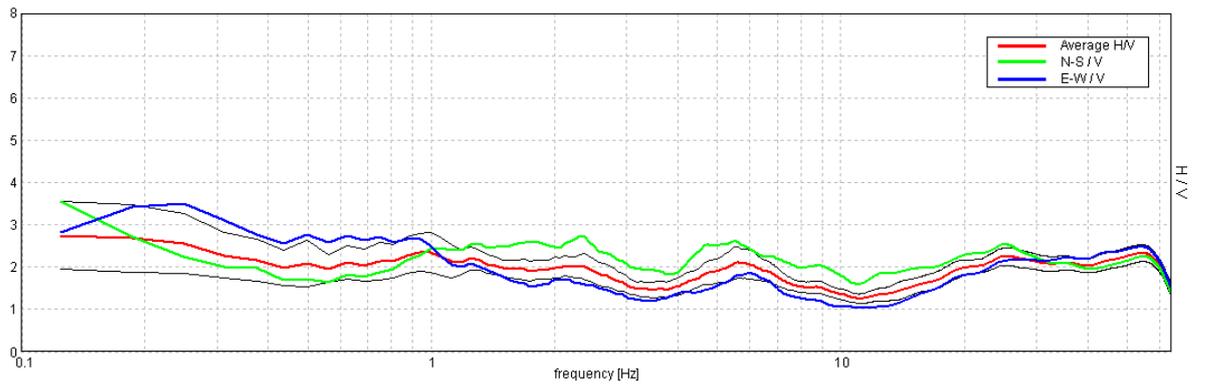


### Sondaggio T4

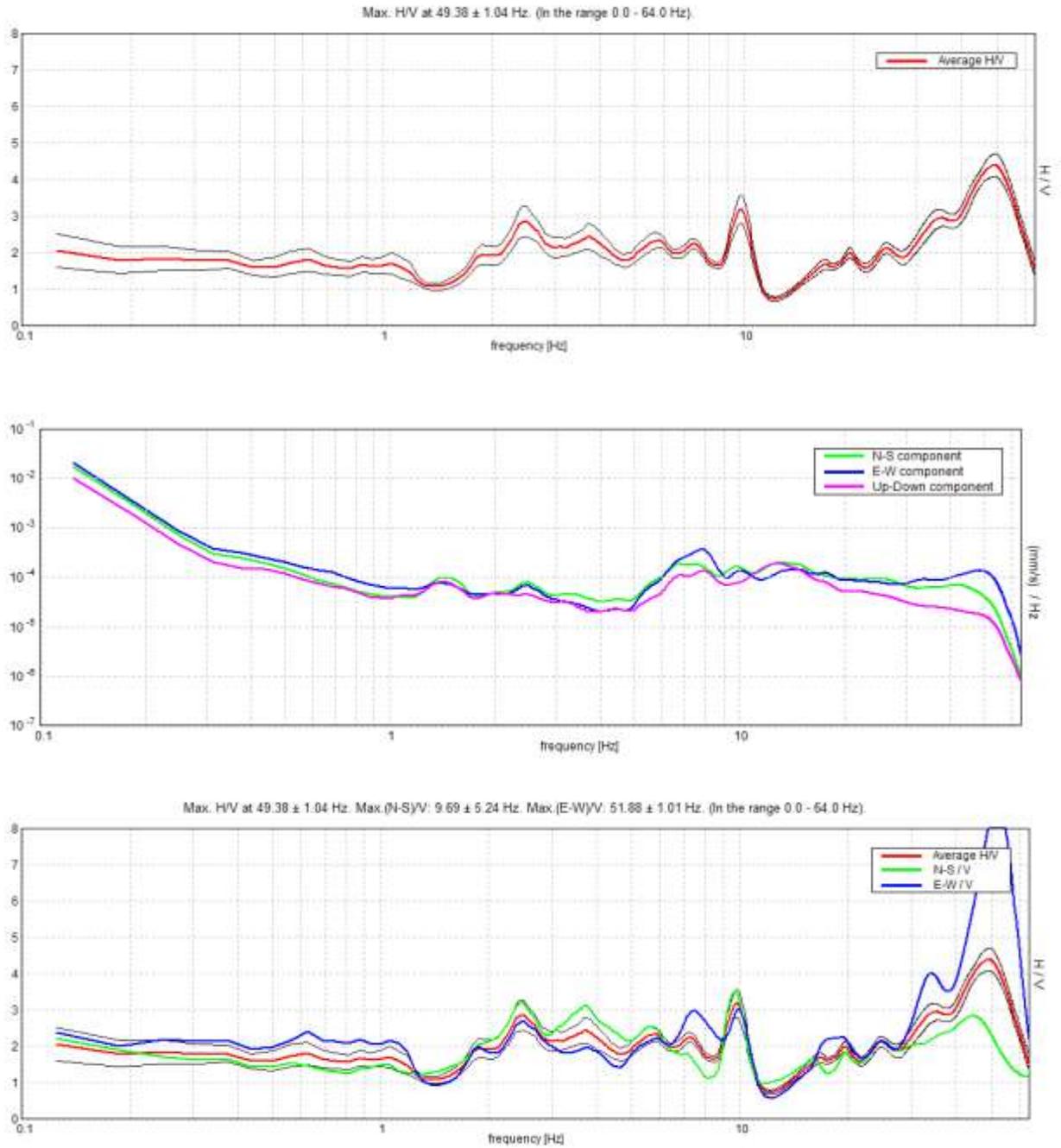
Max. H/V at 0.13 ± 0.05 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



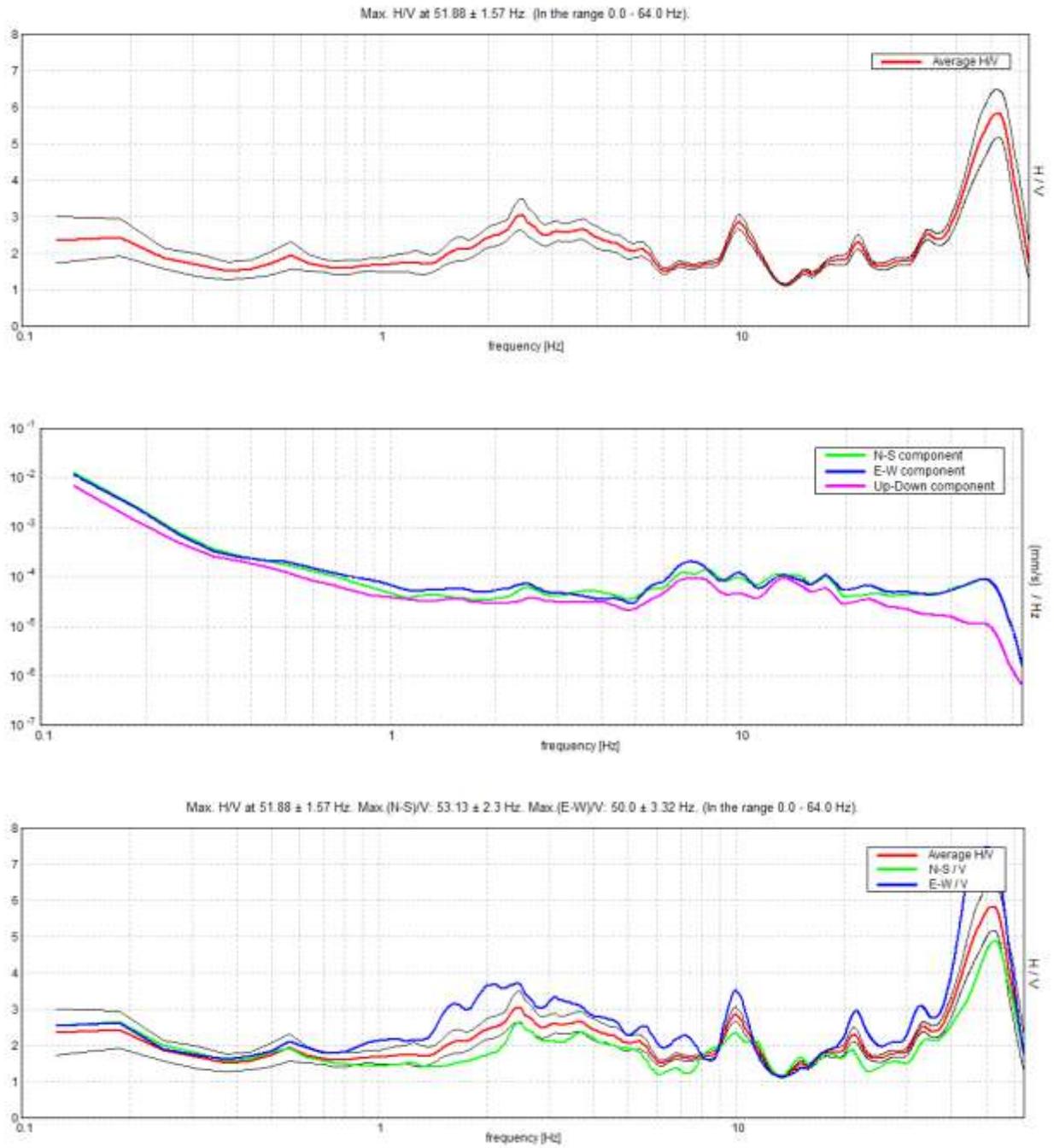
Max. H/V at 0.13 ± 0.05 Hz. Max. (N-S)/V: 0.13 ± 7.52 Hz. Max. (E-W)/V: 0.25 ± 0.53 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



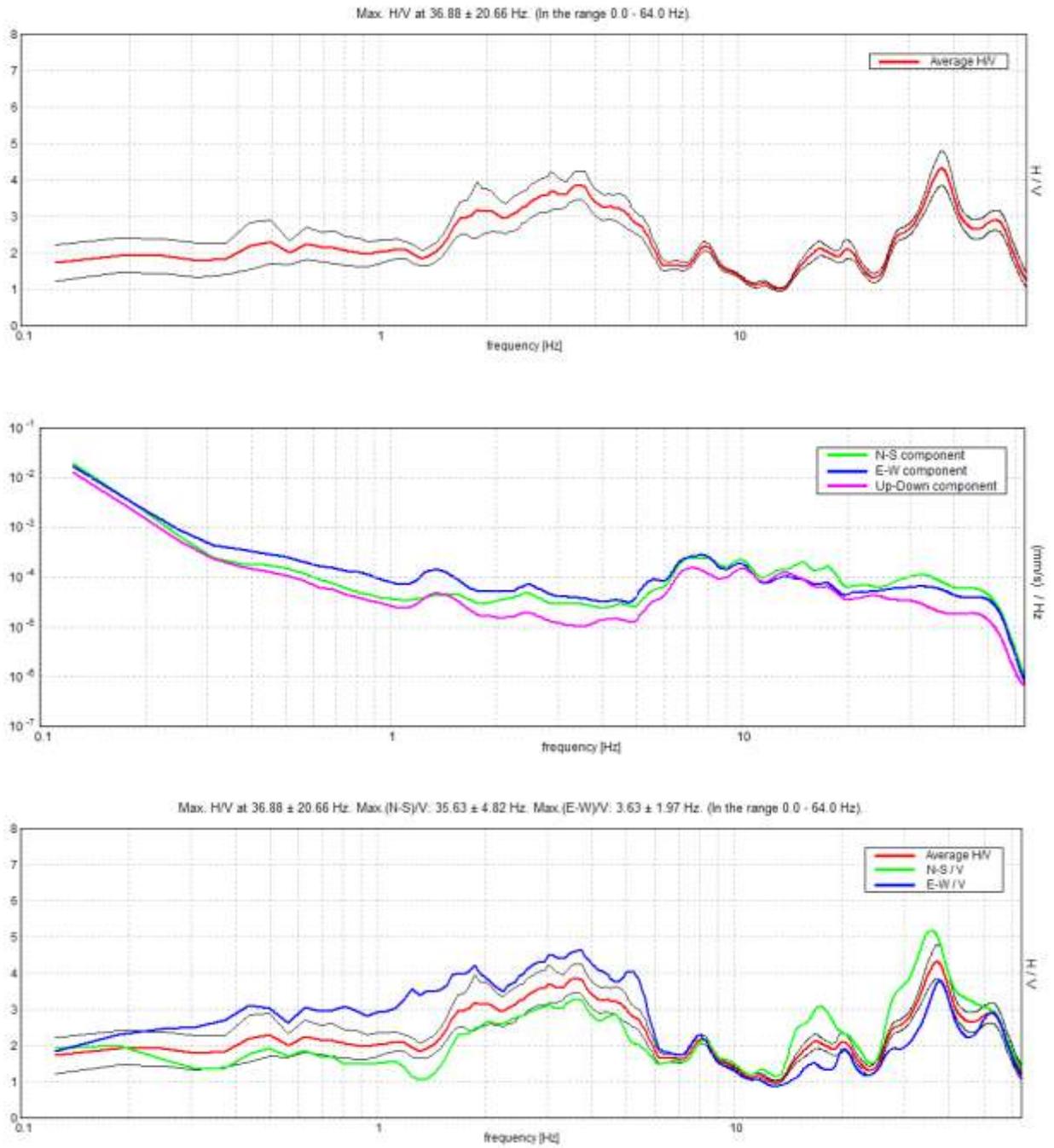
### Sondaggio T5



### Sondaggio T6

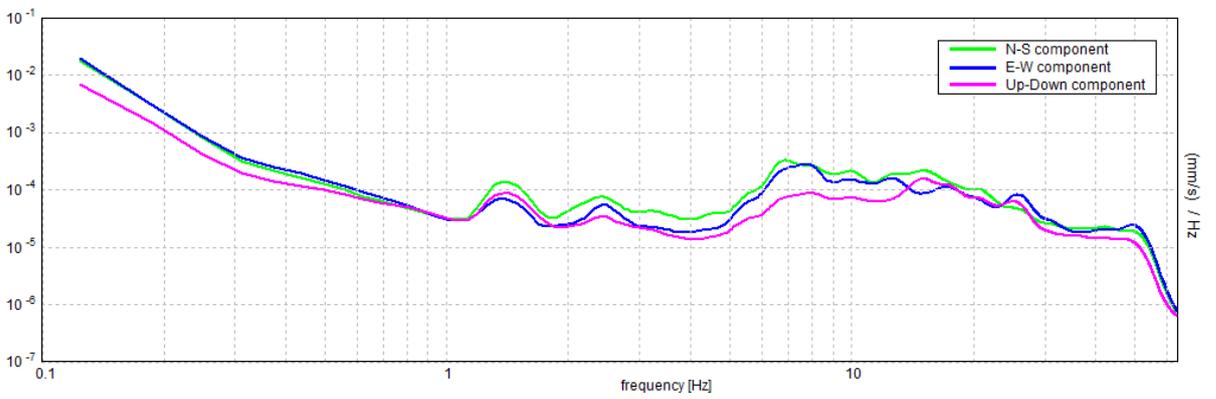
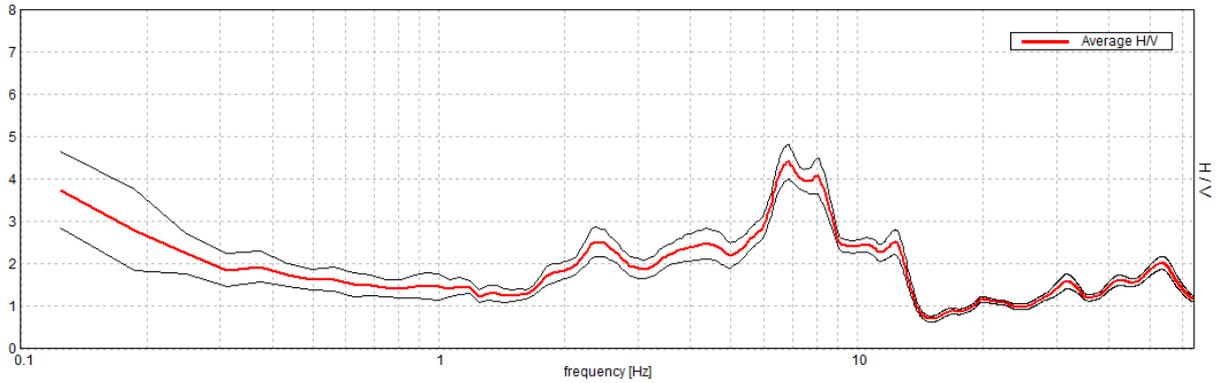


### Sondaggio T7

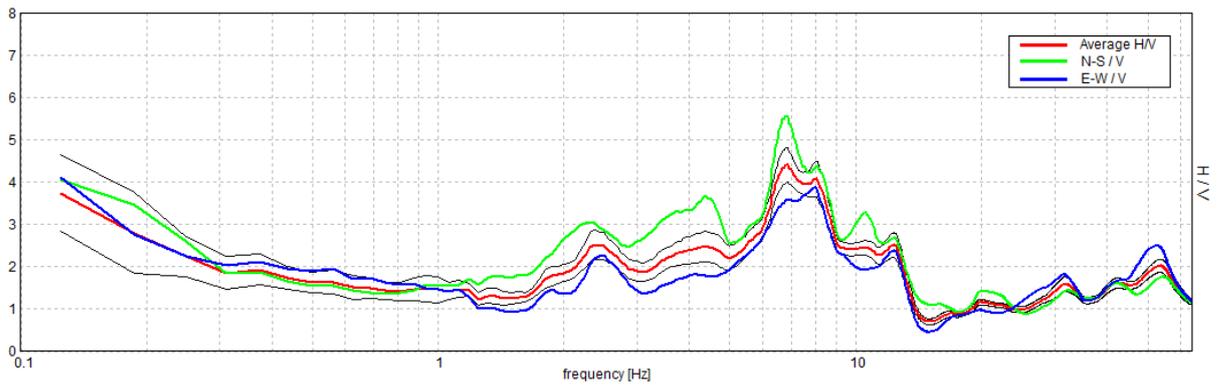


### Sondaggio T8

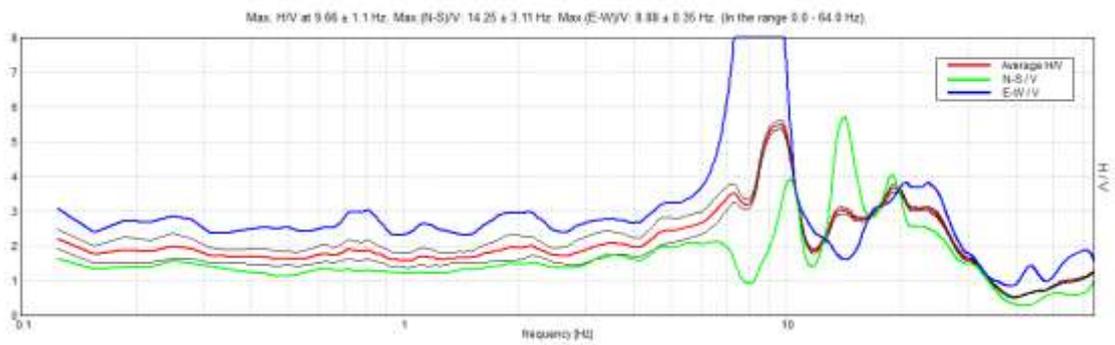
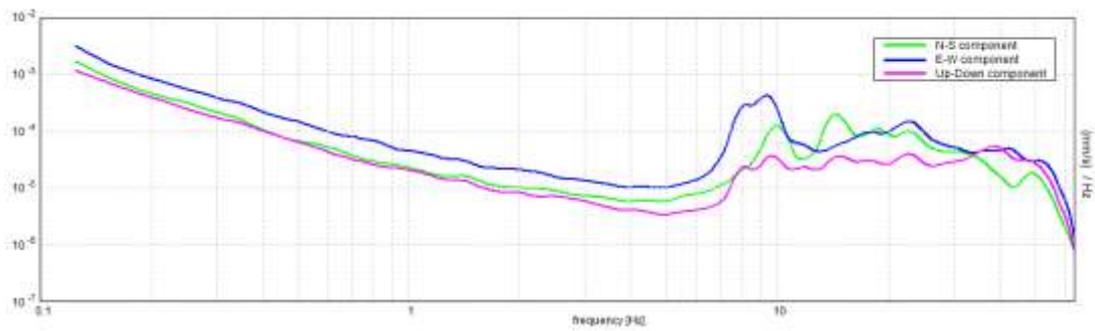
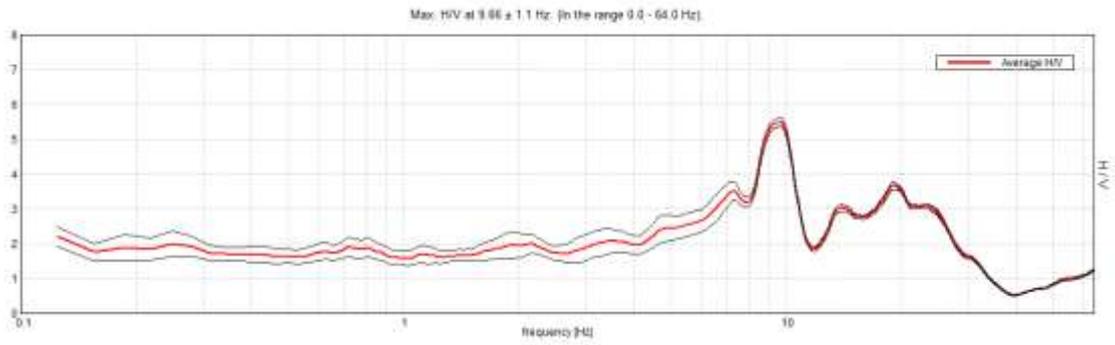
Max. H/V at 6.88 ± 2.47 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



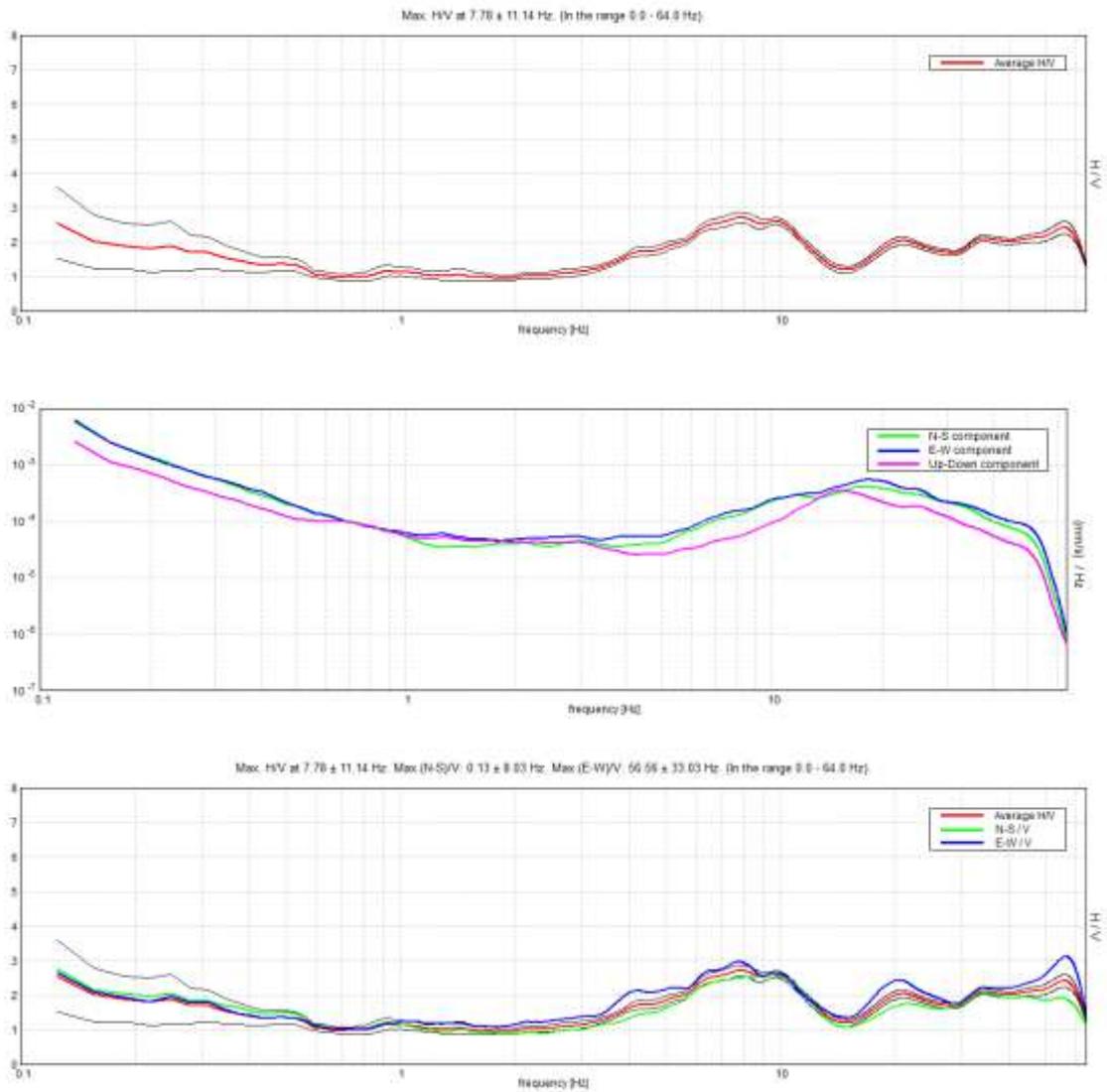
Max. H/V at 6.88 ± 2.47 Hz. Max.(N-S)/V: 6.81 ± 2.15 Hz. Max.(E-W)/V: 0.13 ± 3.48 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



### Sondaggio TSOTT1



### Sondaggio TSOTT2 (Sottostazione di condivisione)



***Strumentazione utilizzata – Tromografo digitale - Micromed***



I dati sperimentali ricavati dalle indagini di sismica passiva a stazione singola permettono di ricavare una stima delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ .

In generale, la frequenza di risonanza delle onde S che viaggiano all'interno di uno strato è legata al tempo di tragitto delle onde S nello strato stesso dalla relazione:

$$f_r = \frac{1}{4T_H}$$

Dove  $T_H$  è il tempo di tragitto dall'interfaccia risonante e  $f_r$  è la frequenza di risonanza.

A partire dalla formula precedente e conoscendo la profondità  $h$  dell'interfaccia risonante è definibile la velocità media delle onde S nella struttura risonante:

$$V = \frac{H}{T_H}$$

e

$$f_r = \frac{1}{4T_H}$$

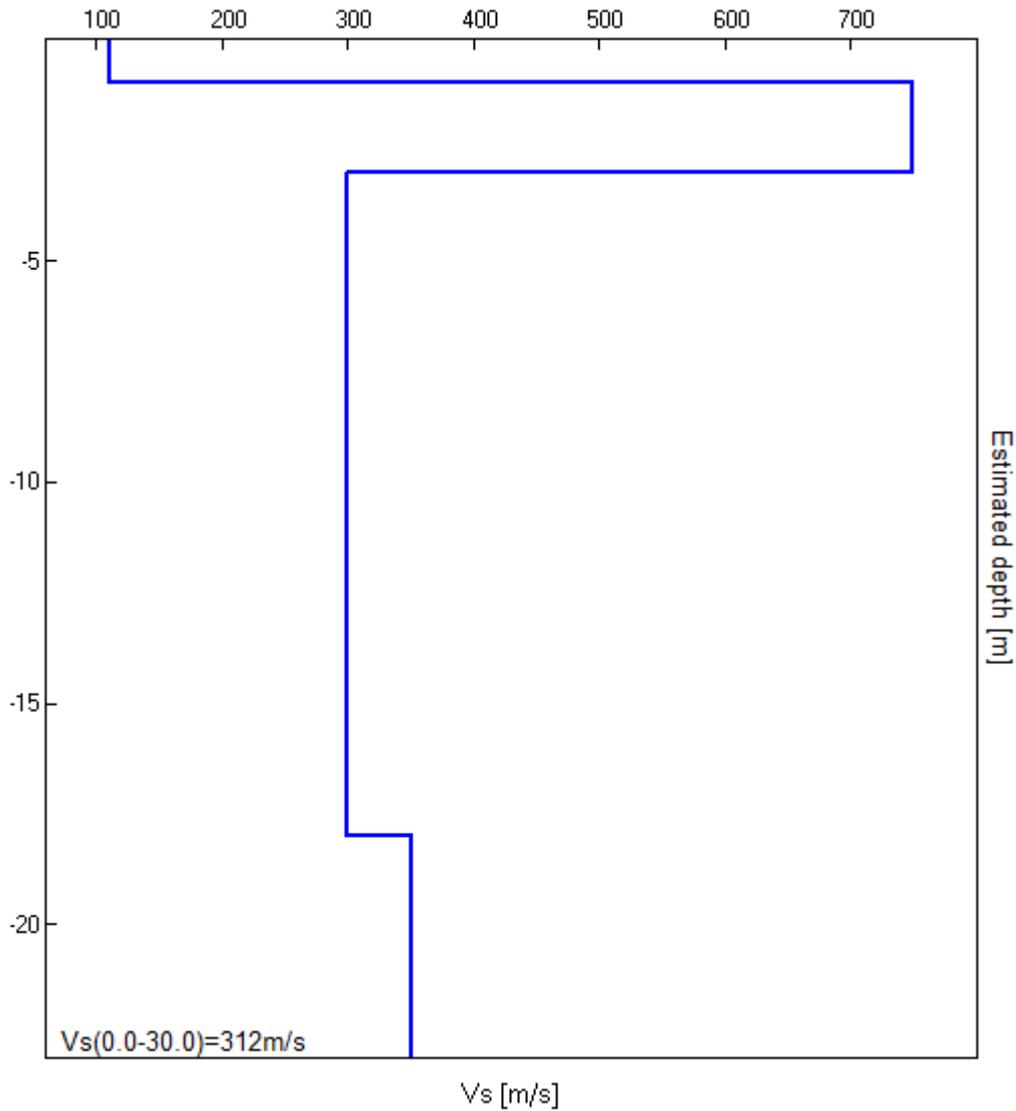
da cui si ricava

$$V = 4 f_r h$$

In allegato sono riportate, in dettaglio, le interpretazioni dei dati sperimentali ottenuti.

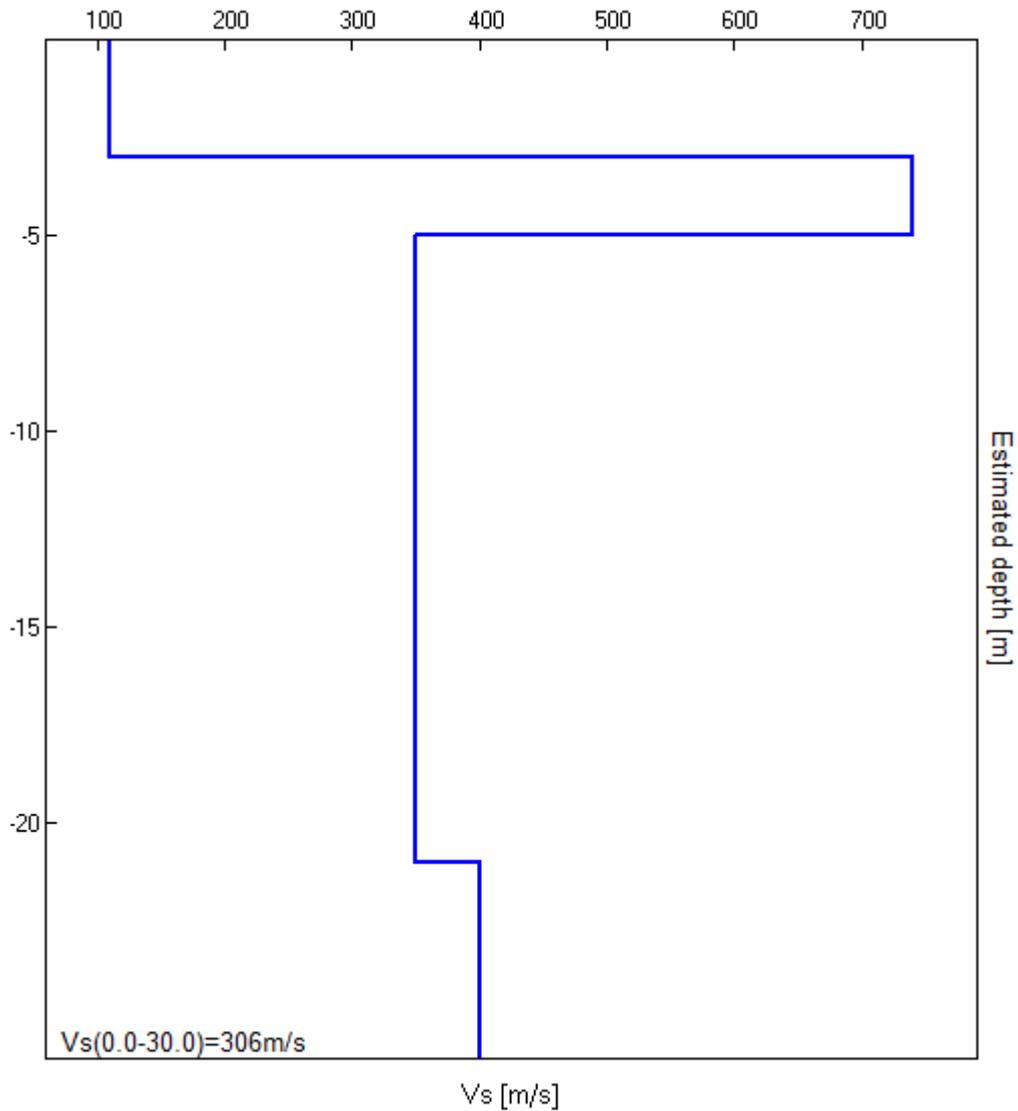
**Sondaggio T1**

Profondità (m)	Vs (m/s)	Categoria sismica ai sensi del D.M. del 17/01/2018	
0.00-1.00	110	D	<b>C</b> (Vs30=312 m/s)
1.00-3.00	750	B	
3.00-18.00	300	C	
18.00-30.00	350	C	



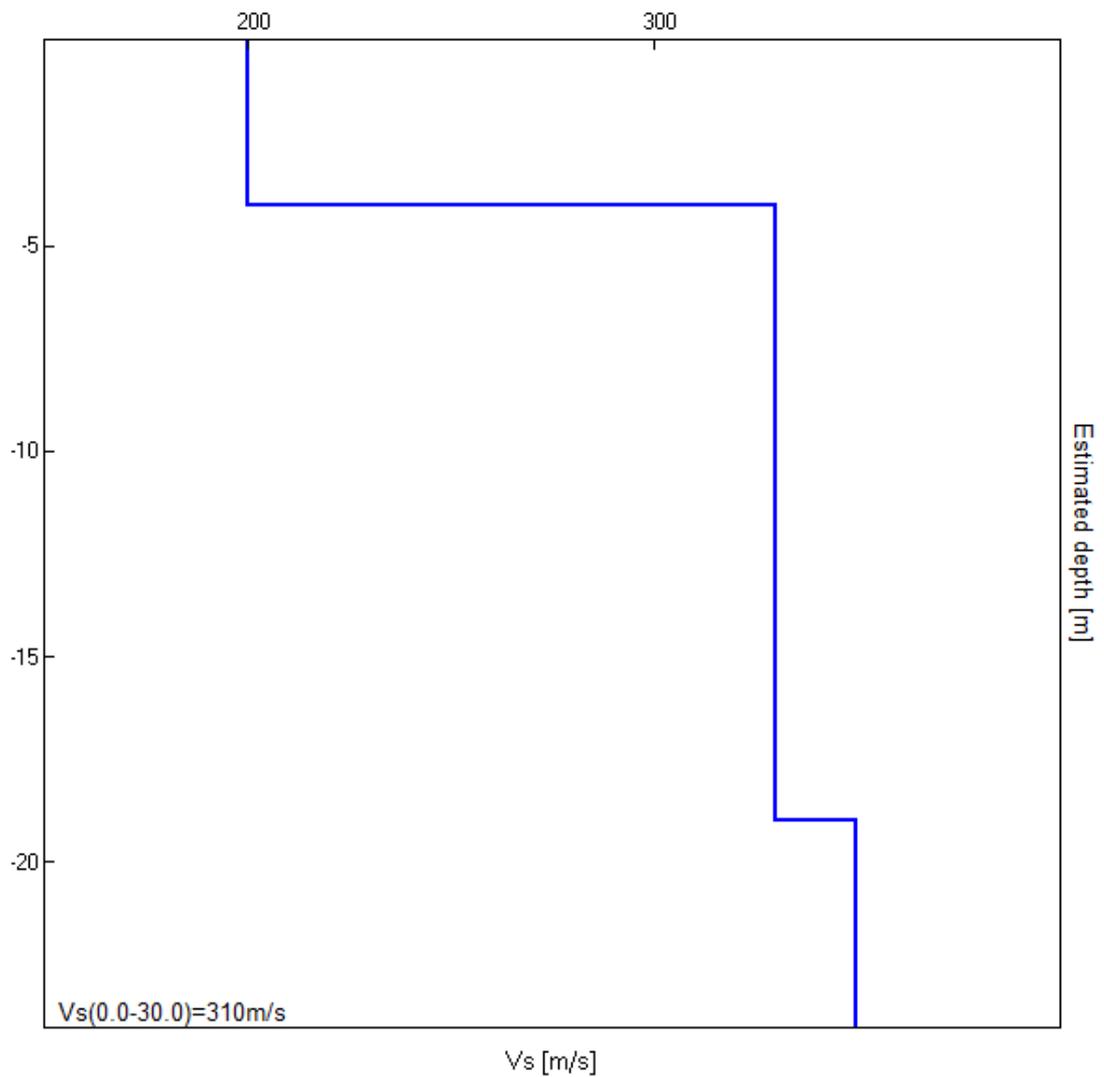
### Sondaggio T2

Profondità (m)	Vs (m/s)	Categoria sismica ai sensi del D.M. del 17/01/2018	
0.00-3.00	110	D	<b>C</b> (Vs30=306 m/s)
3.00-5.00	740	B	
5.00-21.00	350	C	
21.00-30.00	400	B	



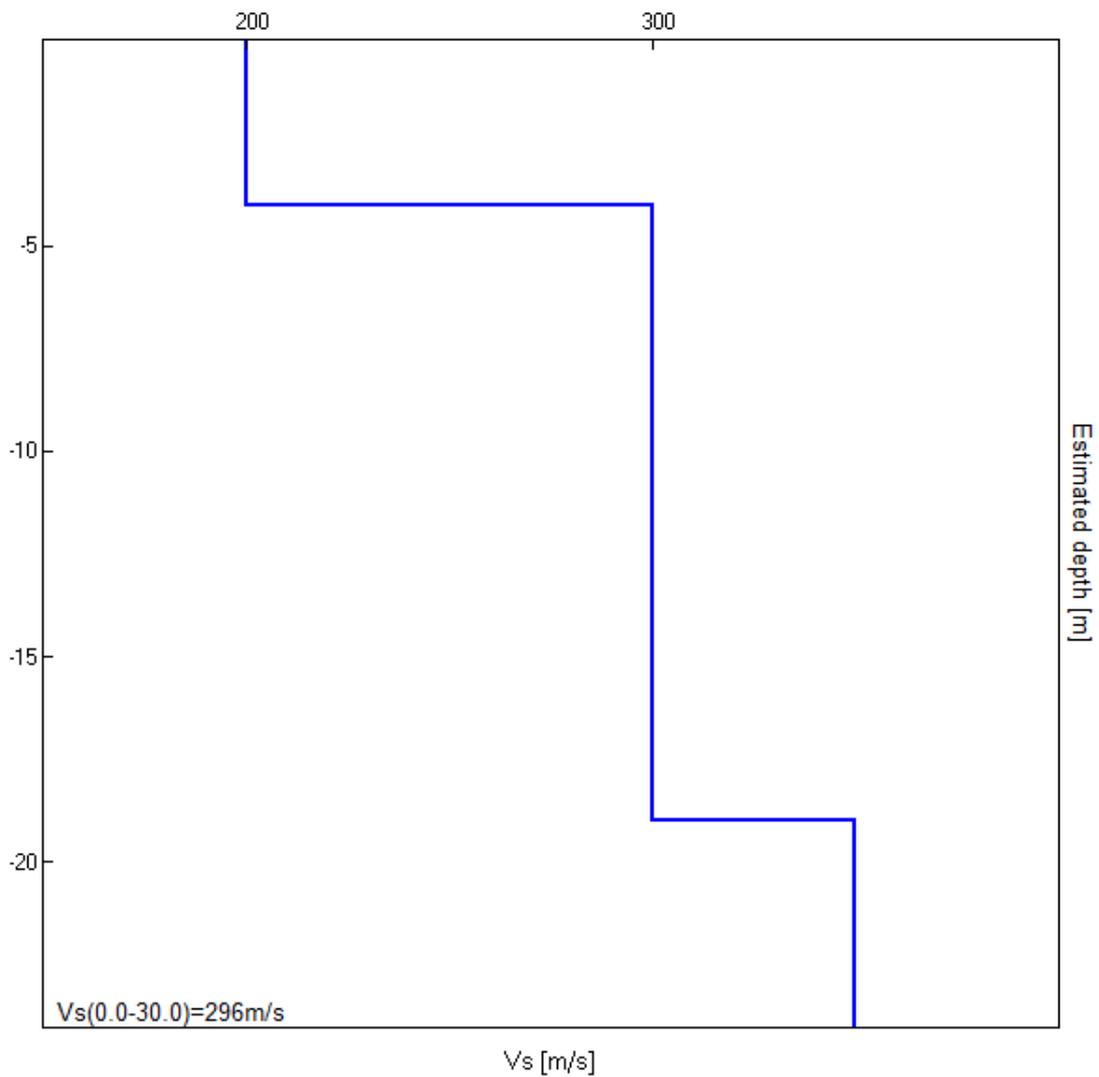
**Sondaggio T3**

Profondità (m)	Vs (m/s)	Categoria sismica ai sensi del D.M. del 17/01/2018	
0.00 – 4.00	200	C	C (Vs30=310 m/s)
4.00 – 19.00	330	C	
19.00 – 30.00	350	C	



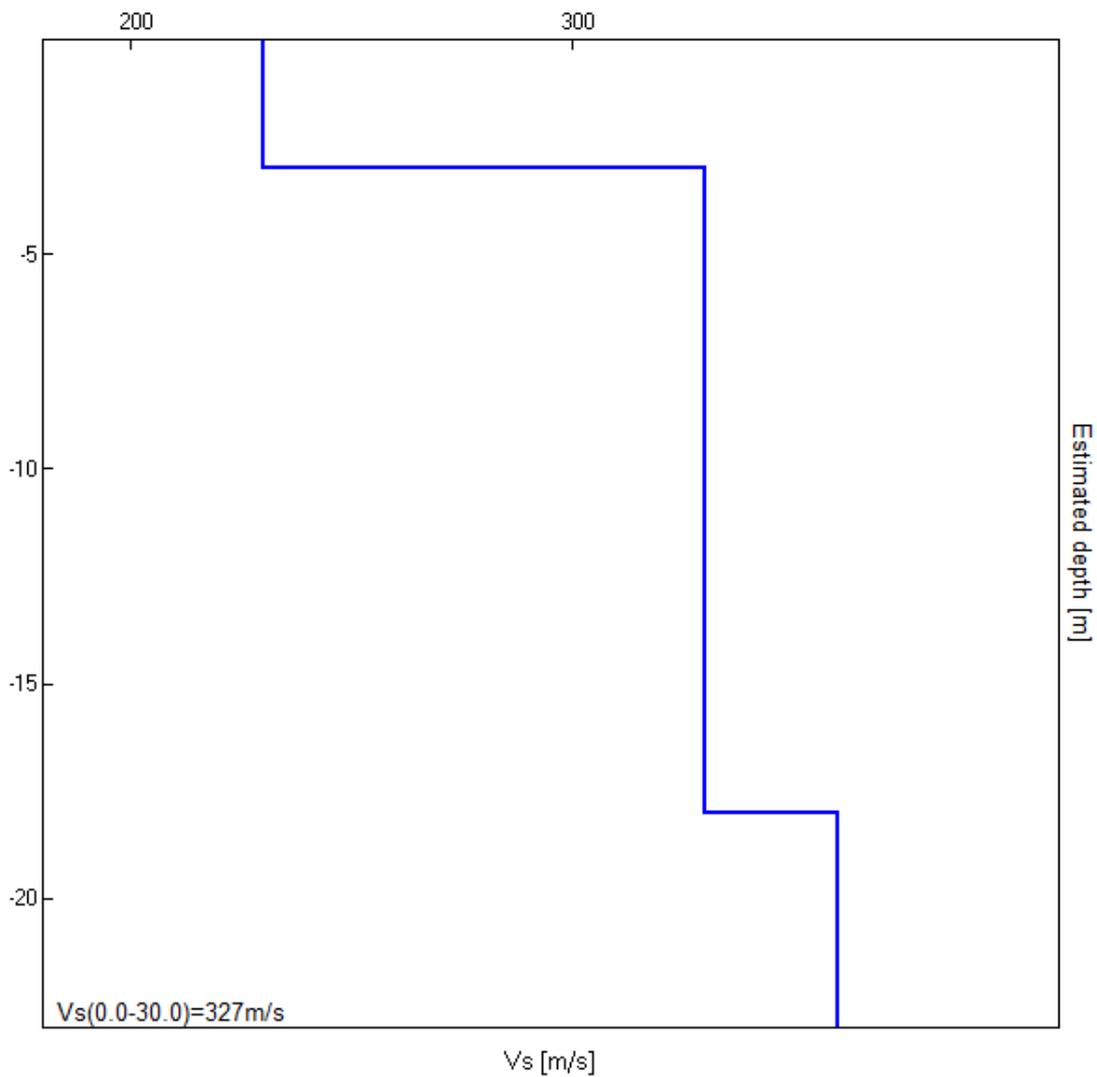
**Sondaggio T4**

Profondità (m)	Vs (m/s)	Categoria sismica ai sensi del D.M. del 17/01/2018	
0.00 – 3.00	200	C	C (Vs30=296 m/s)
3.00 – 19.00	300	C	
19.00 – 30.00	360	C	



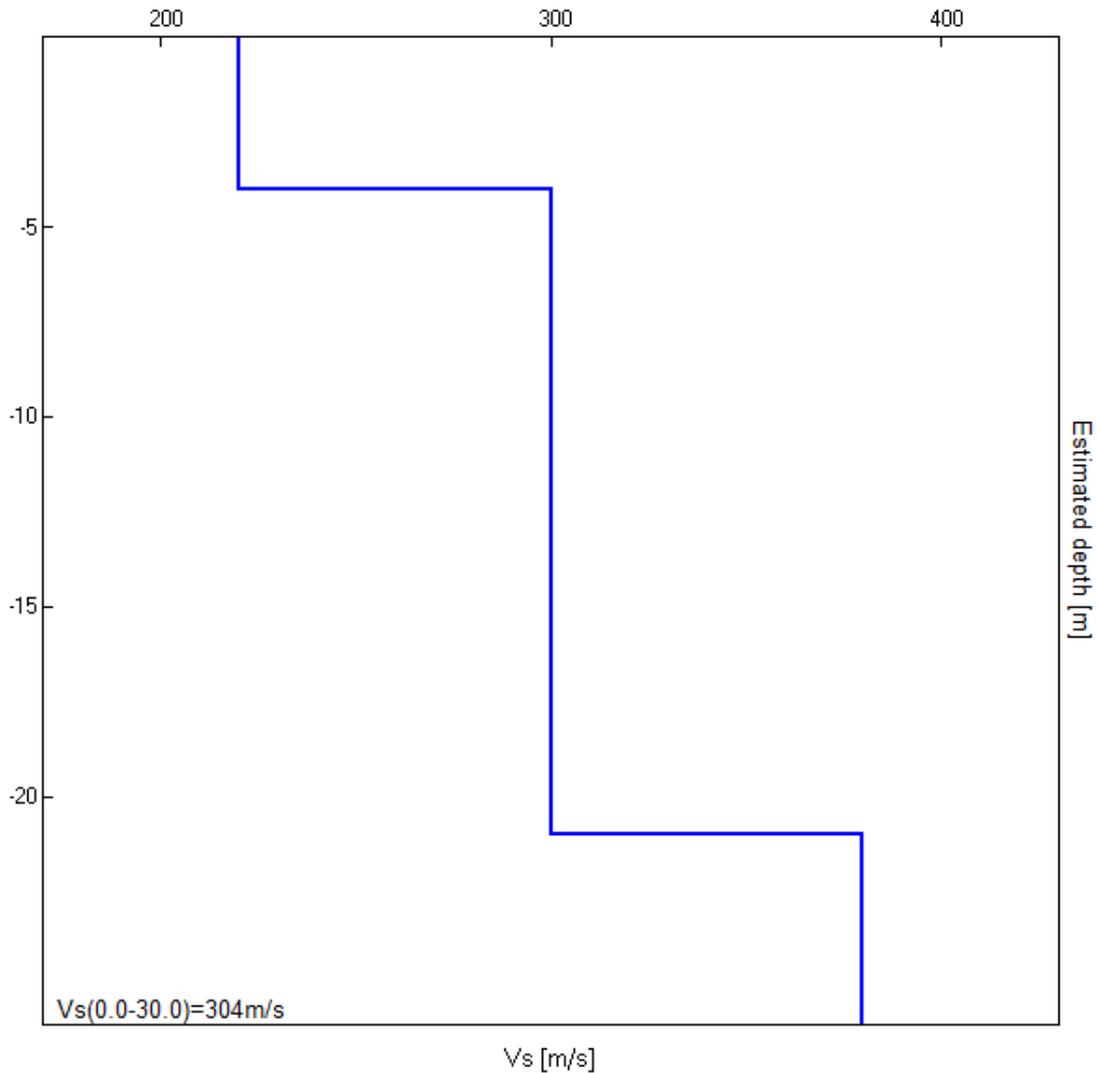
**Sondaggio T5**

Profondità (m)	Vs (m/s)	Categoria sismica ai sensi del D.M. del 17/01/2018	
0.00 – 3.00	230	C	<b>C</b> (Vs30=327 m/s)
3.00 – 18.00	330	C	
18.00 – 30.00	360	C	



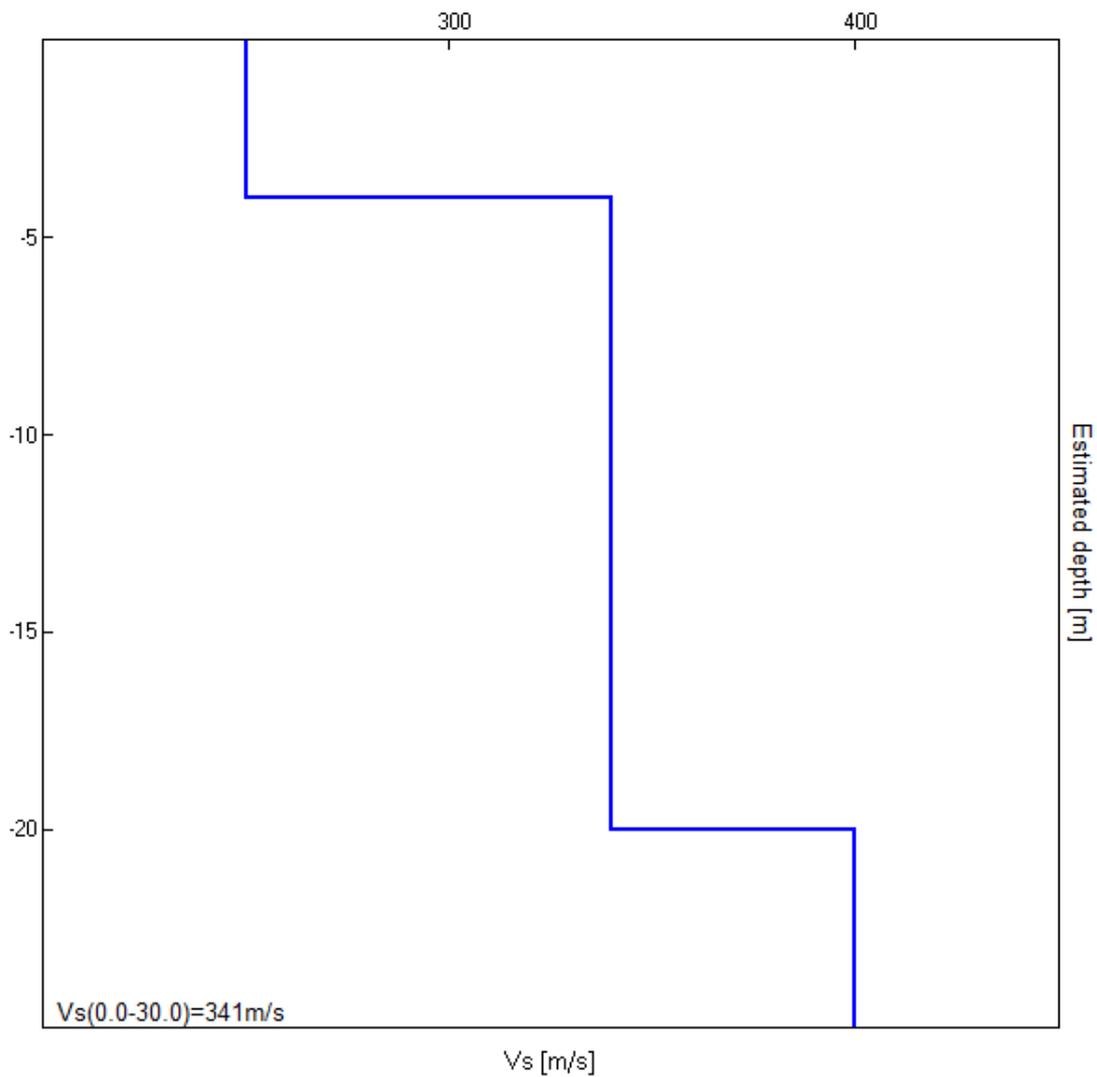
**Sondaggio T6**

Profondità (m)	Vs (m/s)	Categoria sismica ai sensi del D.M. del 17/01/2018	
0.00 – 4.00	220	C	<b>C</b> (Vs30=304 m/s)
4.00 – 21.00	300	C	
21.00 – 30.00	380	B	



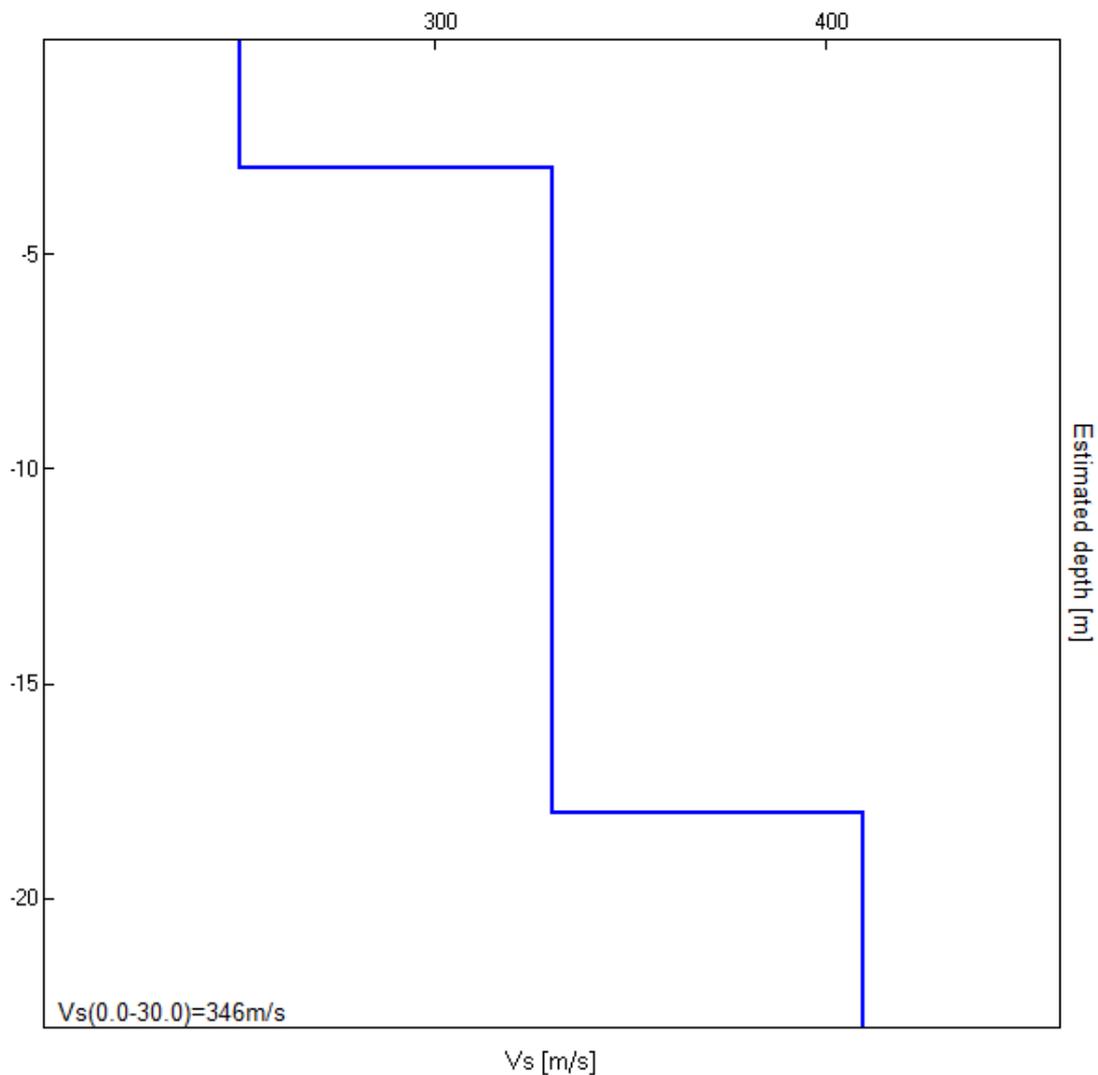
**Sondaggio T7**

Profondità (m)	Vs (m/s)	Categoria sismica ai sensi del D.M. del 17/01/2018	
0.00 – 4.00	250	C	C (Vs30=341 m/s)
4.00 – 20.00	340	C	
20.00 – 30.00	400	B	



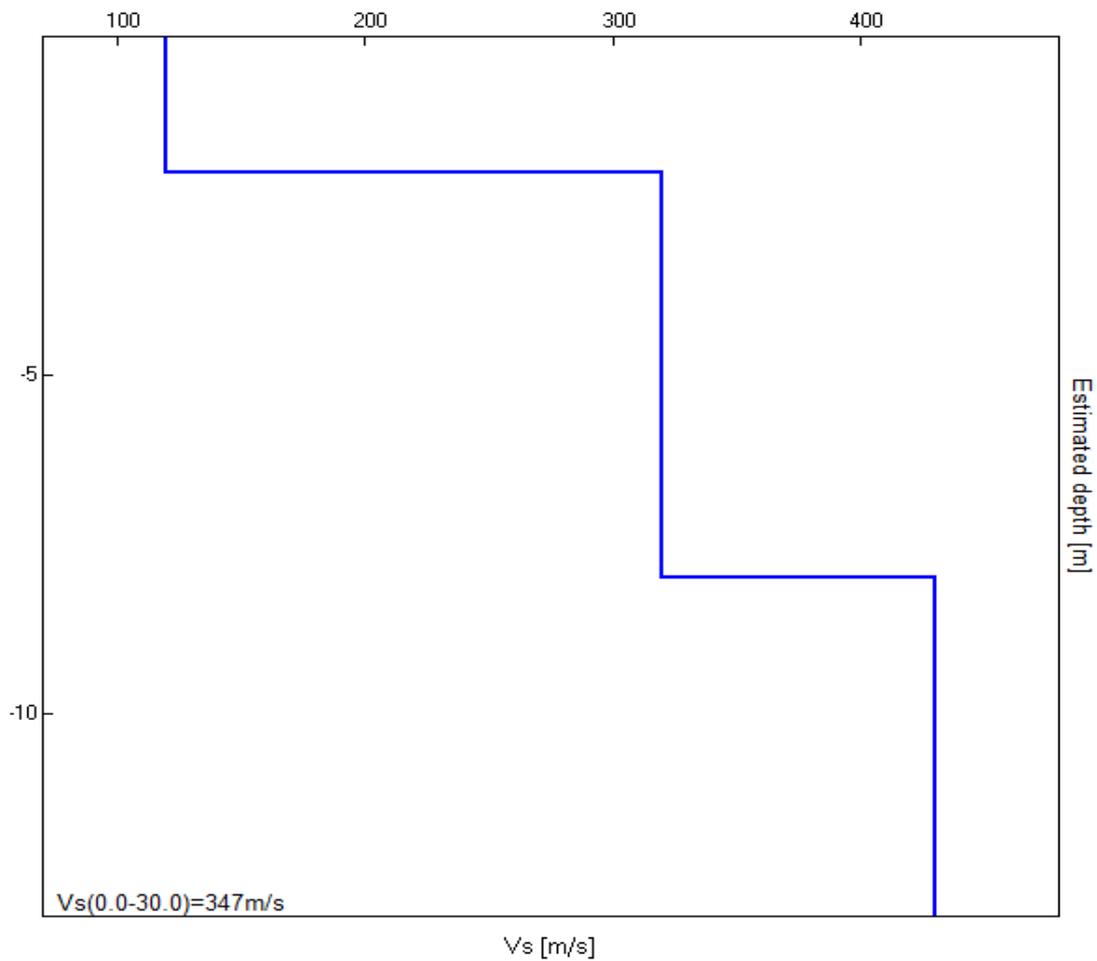
### Sondaggio T8

Profondità (m)	Vs (m/s)	Categoria sismica ai sensi del D.M. del 17/01/2018	
0.00 – 3.00	250	C	C (Vs30=346 m/s)
3.00 – 18.00	330	C	
18.00 – 30.00	410	B	



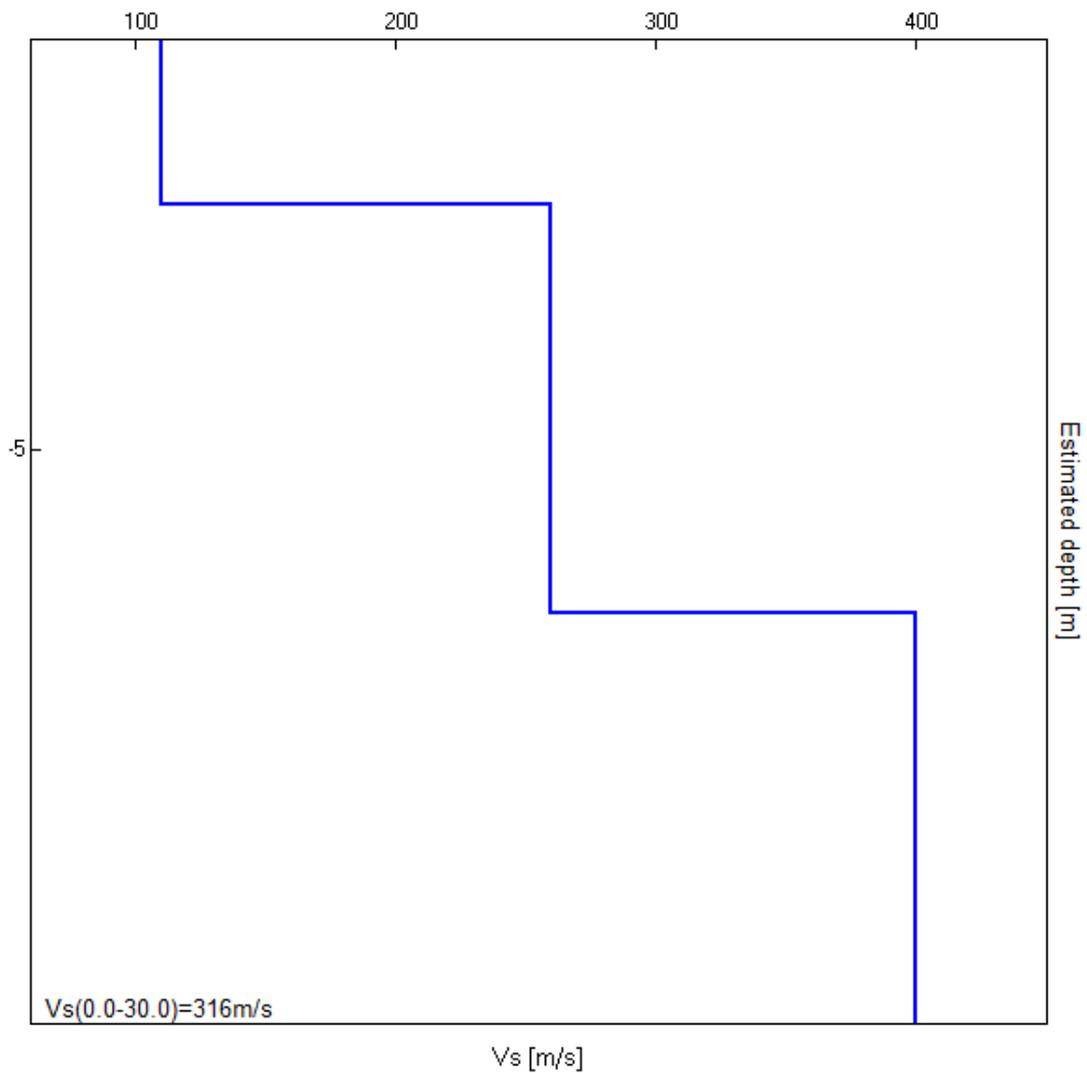
**Sondaggio TSOTT1 (Sottostazione di utenza)**

Profondità (m)	Vs (m/s)	Categoria sismica ai sensi del D.M. del 17/01/2018	
0.00-2.00	120	D	<b>C</b> (Vs30=347 m/s)
2.00-8.00	320	C	
8.00-30.00	430	B	



**Sondaggio TSOTT2 (Sottostazione di condivisione)**

Profondità (m)	Vs (m/s)	Categoria sismica ai sensi del D.M. del 14/01/2008	
0.00-2.00	110	D	<b>C</b> (Vs30=316 m/s)
2.00-7.00	250	C	
7.00-30.00	400	B	



## **7. CARATTERISTICHE SISMICHE DEL TERRITORIO**

Ai fini sismici il territorio interessato è incluso nell'elenco delle località sismiche con un livello di pericolosità 2. Tale classificazione è stata dettata dalla O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/03 e dall'OPCM 28 aprile 2006, n. 3519 e confermata dalla Regione Sicilia (DGR 408 del 19/12/ 2003).

La sismicità dell'area va interpretata nell'ambito della sismicità di tutta la fascia orientale dell'Isola.

Esiste nella letteratura tutta una serie di notizie relative ad eventi sismici che hanno fatto sentire il proprio effetto in zona.

Sono stati, pertanto, presi in considerazione tutti i terremoti (catalogo delle mappe isosismiche dei terremoti verificatisi in Sicilia e Calabria) con intensità M.S.K. pari o superiore a 3, avvenuti nella regione durante il periodo compreso tra il 1783 ed il 1973 (Barbano, Cosentino, Lombardo, Patanè, Novembre 1980).

I terremoti considerati ai fini della valutazione di cui trattasi, sono quelli che hanno fatto registrare, nell'area di interesse, effetti di intensità (I M.S.K. - 64) pari o superiore a 3 nella scala proposta da Medvedev, Sponhauer e Karnik, raggruppati in funzione delle relative aree sismo-genetiche.

<u>Regione Peloritani e Calabria</u>	<u>Intensità I. M.S.K</u>
28/12/1908	6
<u>Costa Tirrenica Siciliana</u>	
08/03/1823	6
16/03/1892	3
31/10/1893	3
15/08/1908	4.5

11/09/1934	5
31/10/1967	5
05/06/1977	5
15/04/1978	4
<u>Catena degli Iblei</u>	
23/12/1959	5

N.B. Le intensità si riferiscono agli effetti registrati in zona e non alle relative intensità epicentrali.

Inoltre da evidenziare che la zona è stata coinvolta dai seguenti ulteriori terremoti:

- Catania - Febbraio 1169 con intensità X (scala Mercalli)
- Val di Noto - Gennaio 1693 con intensità VII-VIII (scala Mercalli)
- Etna - Febbraio 1818 con intensità IV (scala Mercalli);  
per continuare con quelli più recenti della Val di Noto.

Si ritiene, quindi, ragionevole attuare nel territorio una razionale politica di difesa dai terremoti.

In tal senso in generale si può dire che le modificazioni che subiscono le sollecitazioni sismiche dipendono molto dai fattori morfologici, strutturali e litologici dei terreni.

Gli studi, eseguiti in Italia nelle zone dell'Irpinia e del Friuli, hanno evidenziato notevoli differenze di effetti da zona a zona nell'ambito di brevi distanze, associate a differenti morfologie dei siti o a differenti situazioni geologiche e geotecniche dei terreni.

Risulta di grande interesse, quindi, la valutazione del livello di rischio sismico regionale e locale cui sono esposti il territorio e gli insediamenti umani.

Tale valutazione non va limitata solo agli aspetti prima richiamati, ovvero morfologici, geologico-strutturali e litologici dei terreni, ma estesa ed associata alla probabilità del manifestarsi del fenomeno, alla sua intensità e distanza della sorgente sismogenetica dal sito.

Grande importanza, infine, assume la conoscenza delle tecnologie e tecniche costruttive utilizzate per la realizzazione dei manufatti e dello stato di conservazione, dai quali dipende il comportamento delle strutture nei confronti delle sollecitazioni dinamiche indotte dal sisma.

Dettagliate caratterizzazioni sismiche del territorio o meglio valutazioni della risposta dinamica locale, inserite nel più ampio problema della zonizzazione sismica del territorio, presentano difficoltà legate soprattutto alla quantità dei dati che tale caratterizzazione richiederebbe, al momento non disponibili, ed ai notevoli costi necessari.

Sembra opportuno soffermarsi, però, su alcuni aspetti di carattere generale riguardanti la tematica in oggetto, utili all'inquadramento del "problema sismico".

La propagazione delle onde sismiche verso la superficie è influenzata dalla deformabilità dei terreni attraversati.

Per tale ragione gli accelerogrammi registrati sui terreni di superficie possono differire notevolmente da quelli registrati al tetto della formazione di base, convenzionalmente definita come substrato nel quale le onde di taglio, che rappresentano la principale causa di trasmissione degli effetti delle azioni sismiche verso la superficie, si propagano con velocità maggiori o uguali a 1.000 m/sec.

Si può osservare in generale che nel caso in cui la "formazione di base" sia ricoperta da materiali poco deformabili e approssimativamente omogenei (es. calcari e calcareniti) gli accelerogrammi che si registrano al

tetto della formazione di base non differiscono notevolmente da quelli registrati in superficie: inoltre in tale caso lo spessore dei terreni superficiali non influenza significativamente la risposta dinamica locale.

Nel caso in cui la formazione di base è ricoperta da materiali deformabili, gli accelerogrammi registrati sulla formazione ed in superficie possono differire notevolmente, in particolare le caratteristiche delle onde sismiche vengono modificate in misura maggiore all'aumentare della deformabilità dei terreni.

La trasmissione di energia dal bed-rock verso la superficie subisce trasformazioni tanto più accentuate quanto più deformabili sono i terreni attraversati; all'aumentare della deformabilità alle alte frequenze di propagazione corrispondono livelli di energia più bassi e viceversa a frequenze più basse corrispondono livelli di energia più alti.

Il valore del periodo corrispondente alla massima accelerazione cresce quanto la rigidità dei terreni diminuisce; nel caso di rocce sciolte tale valore aumenta anche all'aumentare della potenza dello strato di terreno.

Di particolare importanza è, inoltre, lo studio dei contatti stratigrafici in affioramento soprattutto tra terreni a risposta sismica differenziata.

Ai sensi del D.M. 17/01/2018, dai dati delle indagini sismiche in nostro possesso ed eseguite nell'ambito di questo lavoro i terreni presenti appartengono alla **Categoria C** *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina 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”*.

Ai fini della corretta valutazione sito-specifica della categoria sismica di suolo si ritiene indispensabile che il geologo incaricato nelle successive fasi di progettazione esegua specifiche indagini sismiche per ogni singolo sub parco ai sensi del D.M. 17/01/2018.

La classificazione topografica si basa sulle categorie esposte nella Tabella 3.2.III (N.T.C. 2018), che si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, da considerarsi nella definizione dell'azione sismica solo se di altezza maggiore di 30 m.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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 larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Considerato che l'area è sub-pianeggiante, la categoria topografica risulta essere T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ .

## **8. CAMPAGNA INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE DA ESEGUIRE IN FASE DI PROGETTAZIONE ESECUTIVA**

Fermo restando che il piano di indagini sotto indicato sarà individuato in modo definitivo prima della redazione della progettazione esecutiva utile per la realizzazione dell'impianto, sulla base di un'analisi preliminare si ritiene opportuno eseguire, nelle successive fasi di progettazione, le indagini di seguito elencate.

In corrispondenza del sottocampo 1:

- ✓ n. 8 sondaggi a carotaggio continuo di profondità pari a 30 mt. dal p.c.;
- ✓ prelievo di n. 16 campioni indisturbati per ogni sondaggio sui quali eseguire le prove geotecniche in laboratorio per la caratterizzazione fisico-meccanica;
- ✓ n. 80 S.P.T. in foro;
- ✓ esecuzione di n. 80 prove granulometriche in laboratorio per lo studio del potenziale di liquefazione;
- ✓ n. 5 indagine di sismica attiva “Masw”;

In corrispondenza del sottocampo 2:

- ✓ n. 2 sondaggi a carotaggio continuo di profondità pari a 30 mt. dal p.c.;
- ✓ prelievo di n. 4 campioni indisturbati per ogni sondaggio sui quali eseguire le prove geotecniche in laboratorio per la caratterizzazione fisico-meccanica;
- ✓ n. 20 S.P.T. in foro;
- ✓ esecuzione di n. 20 prove granulometriche in laboratorio per lo studio del potenziale di liquefazione;

- ✓ n. 1 indagine di sismica attiva “Masw”;

In corrispondenza del sottocampo 3:

- ✓ n. 8 sondaggi a carotaggio continuo di profondità pari a 30 mt. dal p.c.;
- ✓ prelievo di n. 16 campioni indisturbati per ogni sondaggio sui quali eseguire le prove geotecniche in laboratorio per la caratterizzazione fisico-meccanica;
- ✓ n. 80 S.P.T. in foro;
- ✓ esecuzione di n. 80 prove granulometriche in laboratorio per lo studio del potenziale di liquefazione;
- ✓ n. 5 indagine di sismica attiva “Masw”;

In corrispondenza del sottocampo 5:

- ✓ n. 5 sondaggi a carotaggio continuo di profondità pari a 30 mt. dal p.c.;
- ✓ prelievo di n. 10 campioni indisturbati per ogni sondaggio sui quali eseguire le prove geotecniche in laboratorio per la caratterizzazione fisico-meccanica;
- ✓ n. 50 S.P.T. in foro;
- ✓ esecuzione di n. 50 prove granulometriche in laboratorio per lo studio del potenziale di liquefazione;
- ✓ n. 2 indagine di sismica attiva “Masw”.

In corrispondenza della stazione di utenza e di quella di condivisione:

- ✓ n. 2 sondaggi a carotaggio continuo di profondità pari a 30 mt. dal p.c.;
- ✓ prelievo di n. 6 campioni indisturbati per ogni sondaggio sui quali eseguire le prove geotecniche in laboratorio per la caratterizzazione fisico-meccanica;

- ✓ n. 16 S.P.T. in foro;
- ✓ esecuzione di n. 50 prove granulometriche in laboratorio per lo studio del potenziale di liquefazione;
- ✓ n. 2 indagine di sismica attiva “Masw”.

## **9. CONCLUSIONI**

Da quanto detto precedentemente, in ordine alle caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e tecniche del sito si evince che:

- nell'area vasta l'habitus geomorfologico è piuttosto regolare, costituito da un paesaggio contraddistinto da aree sub pianeggianti;
- le condizioni di stabilità dell'area sia dei sottocampi agro-voltaici che della sottostazione sono ottime in relazione alla favorevole giacitura dei terreni presenti, nonché alla mancanza assoluta di agenti geodinamici che possano in futuro turbare il presente equilibrio;
- non si ritiene, quindi, di eseguire verifiche di stabilità poiché essendo le aree pianeggianti e totalmente esente da qualunque fenomenologia che possa modificare l'attuale habitus geomorfologico, non è possibile l'instaurarsi di alcun movimento franoso e, quindi, i calcoli farebbero registrare valori del coefficiente di sicurezza decisamente superiori ai minimi previsti dalla legge;
- quanto detto prima è confermato dal Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) che esclude tale area da qualunque fenomenologia di dissesto e di rischio geomorfologico;
- il livello piezometrico della falda presente all'interno del complesso alluvionale si attesta a una quota pari a circa 1.0 m dal p.c., ma può raggiungere il piano campagna durante i periodi di pioggia;
- le aree interessate dalle opere ricadono parzialmente all'interno di zone indicate dal P.A.I. con pericolosità e rischio idraulico P1-R1 (moderato) e P2-R2 (medio) e aree con pericolosità e rischio P1 (bassa - Tr=300 anni) - R1 (moderato) e P2 (media - Tr=100 anni) - R2 (medio) come indicato nelle carte del P.G.R.A. Inoltre, alcuni tratti di cavidotto,

attraversando i corsi d'acqua, si trovano anche all'interno di aree definite con un livello di pericolosità P3/rischio R3 (vedi cartografia allegata fuori testo);

- ***le suddette previsioni del PAI non sono ostative alla realizzazione dell'impianto in progetto come meglio specificato dalle Norme Tecniche di Attuazione*** ma, consci delle suddette criticità, in coerenza con le N.T.A. del P.A.I., la progettazione dei sub campi ha tenuto conto delle risultanze dello studio idraulico che fornisce i tiranti idrici per le onde di piena con tempo di ritorno a 50 anni al fine di annullare qualunque tipologia di pericolosità e rischio;
- ai sensi del D.M. 17/01/2018 i terreni presenti appartengono alla ***Categoria C*** “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina 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*”;
- i terreni interessati dalle opere in progetto sono dall'alto verso il basso:
  - ✓ *Terreno vegetale;*
  - ✓ *Depositi alluvionali attuali e recenti;*
  - ✓ *Complesso argilloso;*
- non esistono pericolosità geologiche e sismiche che possano ostare la realizzazione del progetto;
- nello specifico del nostro lavoro si evince che in corrispondenza di gran parte dell'impianto la falda freatica si attesta alla profondità variabile tra 1.00 m ed il piano campagna e la serie stratigrafica locale è data in prevalenza dal complesso alluvionale che poggia sul complesso argilloso. Evidentemente il complesso argilloso non è soggetto a

liquefazione, mentre quello alluvionale potrebbe essere soggetto a questi fenomeni se dovesse presentare una granulometria sabbiosa omogenea;

- dai primi calcoli preliminari i terreni non danno luogo a fenomeni di liquefazione in caso di sisma ma vista l'enorme eterogeneità del complesso alluvionale si rende necessario eseguire, in fase di progettazione esecutiva calcoli del coefficiente di liquefazione sito-specifico per ogni sub parco;
- si ritiene indispensabile eseguire, in fase di progettazione esecutiva e dei calcoli delle strutture, una campagna di indagini ai sensi del D.M. 17/01/2018, come sopra descritta.

