

---

Provincia di Vicenza

Comune di Piovene Rocchette

**AMPLIAMENTO**  
**DI UN FABBRICATO INDUSTRIALE**  
**- via dell'Industria -**  
**RELAZIONE**  
**GEOLOGICA e GEOTECNICA**

**Committente**

**SISMA S.P.A.**

- Novembre 2018 -



— **Bertolin dr. Andrea** —

**Geologo**

Strada Pozzato 46

36015 Schio (VI)



☎ 0445525087

☎ 335257574

P. IVA 02453360246 [geologo.bertolin@gmail.com](mailto:geologo.bertolin@gmail.com)

— [bertolingeo@epap.sicurezzapostale.it](mailto:bertolingeo@epap.sicurezzapostale.it) —

---

## **PREMESSA**

Per conto della Società Sisma s.p.a. è stata redatta la presente relazione geologica e geotecnica relativa al progetto, elaborato dallo Studio Zerbato Architetti con sede in Schio, di *ampliamento di un fabbricato industriale* ai sensi dell'art. 4 della L.R. 55/2012 in via dell'Industria nel Comune di Piovene Rocchette.

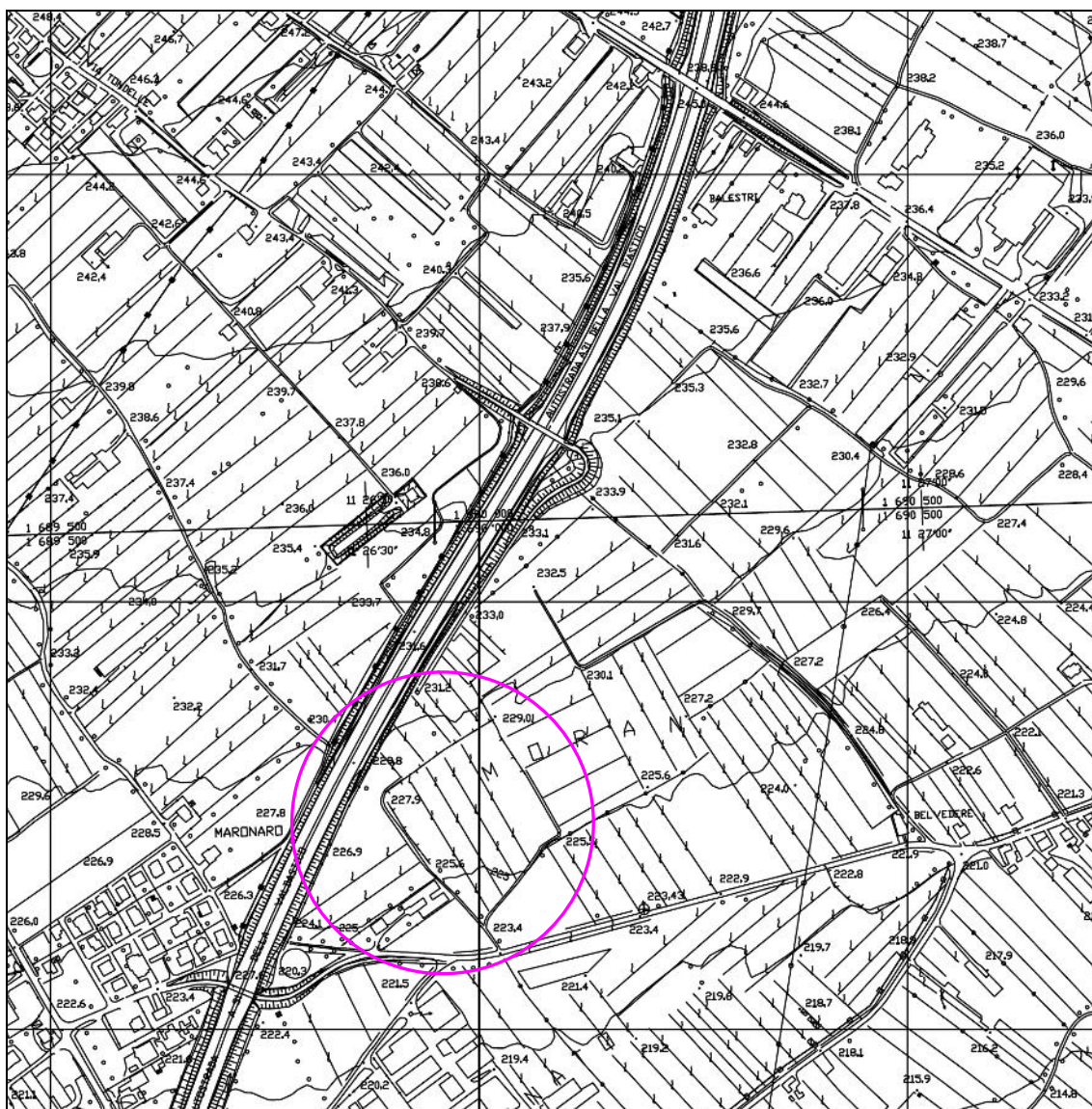
In ottemperanza a quanto disposto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17/01/2018, la relazione si articola nel modo seguente:

- Parte I°:
  - corografie
  - descrizione della natura dell'intervento in progetto
- Parte II°:
  - resoconto ed interpretazione delle indagini svolte in sito
  - descrizione del modello geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico
- Parte III°:
  - fondazioni e cedimenti
  - verifica a liquefazione
  - scavi in fase di cantiere
  - gestione della acque sotterranee e meteoriche.

# **PARTE I°**

## **1- INQUADRAMENTO CARTOGRAFICO**

### **1.1 - Corografia**



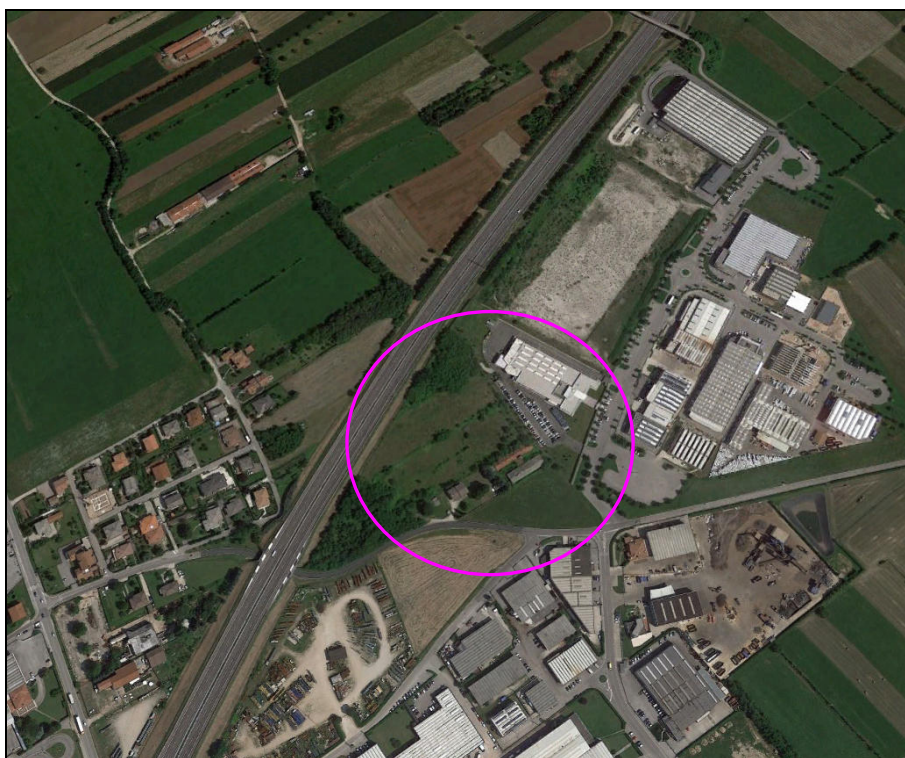
Estratto non in scala da C.T.R. alla scala 1:5.000

Elemento n. 103064 Garziere

L'immobile oggetto dell'intervento sorge lungo via dell'Industria, a sud-est del centro dell'abitato di Piovene, a ridosso dei confini sud-orientali del territorio comunale di Piovene Rocchette.



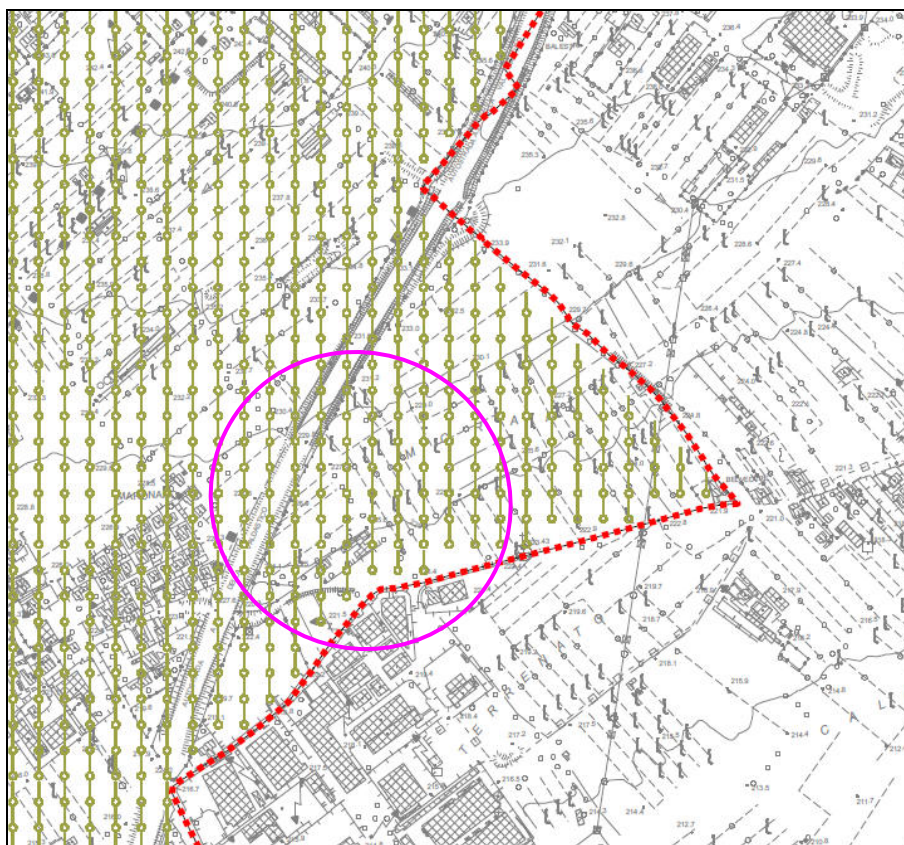
## **1.2 - Morfologia**



- Immagine satellitare -

L'immagine sopra riportata propone una panoramica da sud del contesto morfologico nella quale è inserita l'area oggetto dell'indagine. Quest'ultima si trova nella parte sud-orientale del territorio comunale che si estende sulle estreme propaggini nord-occidentali dell'alta pianura vicentina.

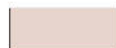
## 1.3 - Geologia



### Forme glaciali e crionivali



Rocce compatte massicce o a stratificazione indistinta



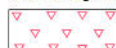
Rocce compatte stratificate

### Materiali della copertura detritica colluviale ed eluviale



Materiali della copertura detritica eluviale e/o colluviale poco addensati e costituiti da elementi granulari sabbioso-ghiaiosi in limitata matrice limo-sabbiosa, per spessore > 3 metri

### Materiali degli accumuli di frana

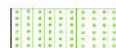


Materiali sciolti per accumulo di frana per crollo e colata di detriti; abbondante frazione lapidea in matrice fine scarsa o assente, per spessore > 3 metri

### Materiali alluvionali, morenici, fluvio-glaciali, lacustri, palustri e litorali



Materiali granulari più o meno addensati dei terrazzi fluviali e/o fluvio-glaciali antichi a tessitura prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa



Materiali a tessitura eterogenea dei depositi di conoidi di delazione torrentizia



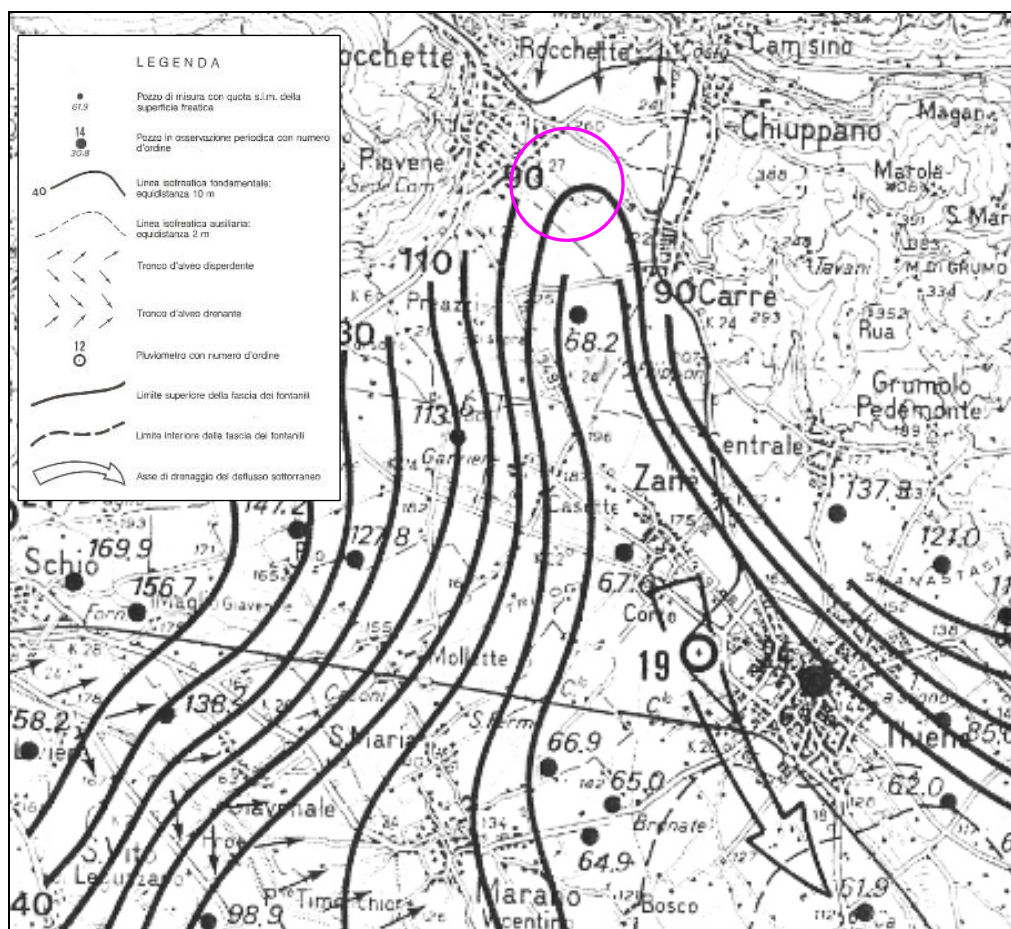
Materiali sciolti di deposito recente ed attuale dell'alveo mobile e delle aree di esondazione recente

- Estratto non in scala della Carta Geolitologica del quadro conoscitivo del PAT -

La Carta Geolitologica del PAT suggerisce che il sottosuolo dell'area oggetto dell'indagine è costituito da depositi di natura granulare grossolana.



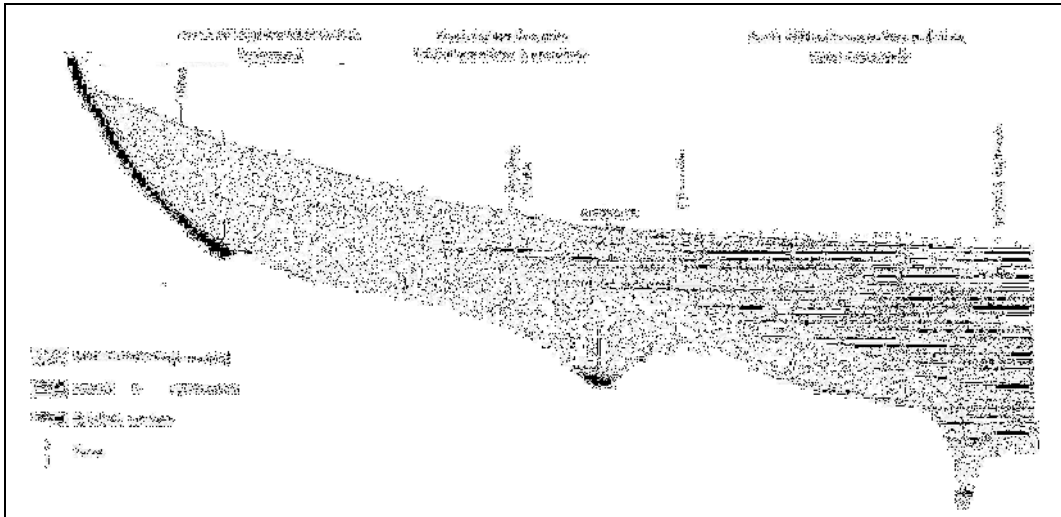
## 1.4 - Idrogeologia



Estratto non in scala da Carta Idrogeologica dell'Alta Pianura Veneta  
alla scala 1:100.000 A. Dal Prà - 1983

Per quanto riguarda l'assetto idrogeologico locale, la parte pianeggiante del territorio comunale appartiene all'alta pianura vicentina. Quest'ultima, a sua volta, fa parte di un'unica struttura pleistocenica ed è costituita da un materasso alluvionale, inclinato verso SE, formato da sedimenti trasportati e rielaborati principalmente ad opera dei corsi d'acqua Astico, e Brenta, ma anche Leogra, Timonchio e dai loro tributari.

La granulometria delle alluvioni che la costituiscono, diminuisce via via procedendo da nord verso sud. Si possono infatti distinguere tre fasce: la prima, che si colloca immediatamente a ridosso dei rilievi montuosi, è costituita da materiali grossolani; sedimenti a granulometria più fine compongono invece la fascia intermedia, che si identifica approssimativamente con la media pianura, costituita dall'alternanza di ghiaie più minute e sabbie intervallate talora da livelli contenenti lenti limose ed argillose. La più meridionale è costituita prevalentemente da sedimenti a granulometrie ancora più fini, nei quali diventano sempre più frequenti livelli siltoso-argillosi che, diventando continui, generano la fascia delle risorgive la suddivisione del complesso idrico indifferenziato in un sistema multifalde.



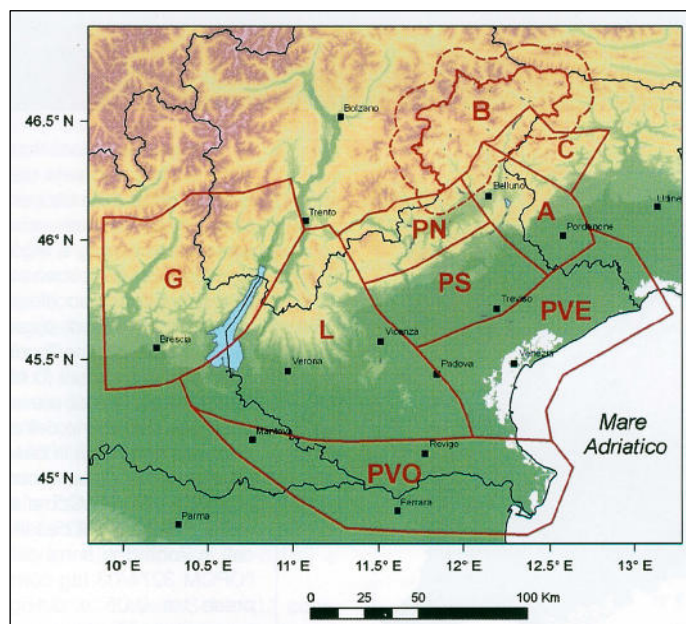
Dal profilo stratigrafico riportato si evince la conformazione idrogeologica a grande scala sopra delineata. Nell'alta pianura il materasso alluvionale ospita un'unica falda libera a carattere freatico, con continuità laterale determinata dal contatto diretto tra i materiali grossolani permeabili delle varie conoidi alluvionali: questa fascia viene definita dell'acquifero indifferenziato.

Nella media pianura l'acquifero viene definito misto, in quanto costituito da una falda libera, e da una sottostante in pressione: le varie conoidi ghiaiose cominciano infatti a smembrarsi e la presenza di continui livelli di terreni fini poco permeabili originano la separazione dei due acquiferi. La profondità della falda freatica si riduce rapidamente, fino a venire interamente a giorno per la progressiva e rapida rastremazione dell'orizzonte ghiaioso più superficiale: l'emergenza della falda avviene nei punti più depressi del suolo dove hanno origine i fontanili, tipiche sorgenti di pianura. La fascia delle risorgive separa le due zone più a monte da quella più meridionale definita dell'acquifero complesso multistrato: le varie conoidi ghiaiose si sono definitivamente smembrate in digitazioni stratiformi sovrapposte, immerse in terreni limoso-argillosi praticamente impermeabili: si genera pertanto un sistema multifalde formato da un acquifero freatico a debole profondità, non sempre presente, e da più falde in pressione, molte delle quali zampillanti.

La parte pianeggiante del territorio comunale appartiene alla fascia posta più a monte, sopra definita dell'*acquifero indifferenziato*.

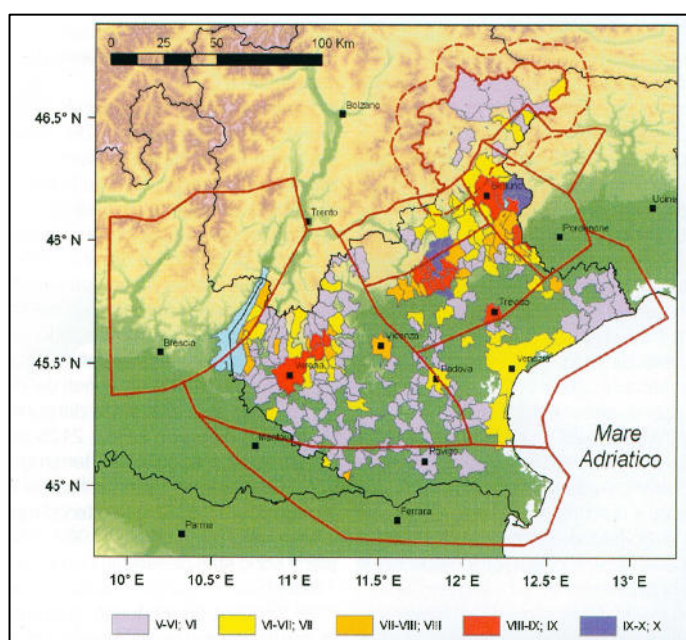
## 1.5 - Sismica

Il Veneto è una regione disomogenea dal punto di vista geologico-strutturale e, quindi, lo è anche dal punto di vista sismico. Sono stati riconosciuti dei "distretti sismici" definibili come zone all'interno delle quali i terremoti possono essere identificati da alcuni elementi sismogenetici comuni. Nella figura che segue vengono mostrati i distretti sismici del Veneto (tratto da Sukan e Peruzza - 2001).



Distretti sismici del Veneto: G Giudicarie; L Lessini-Schio; PS Pedemontana Sud; PN Pedemontana Nord; A Alpago-Cansiglio, C Calut; B Alto Bellunese-Dolomiti; PVE Pianura Veneta Est; PVO Pianura Veneta Ovest

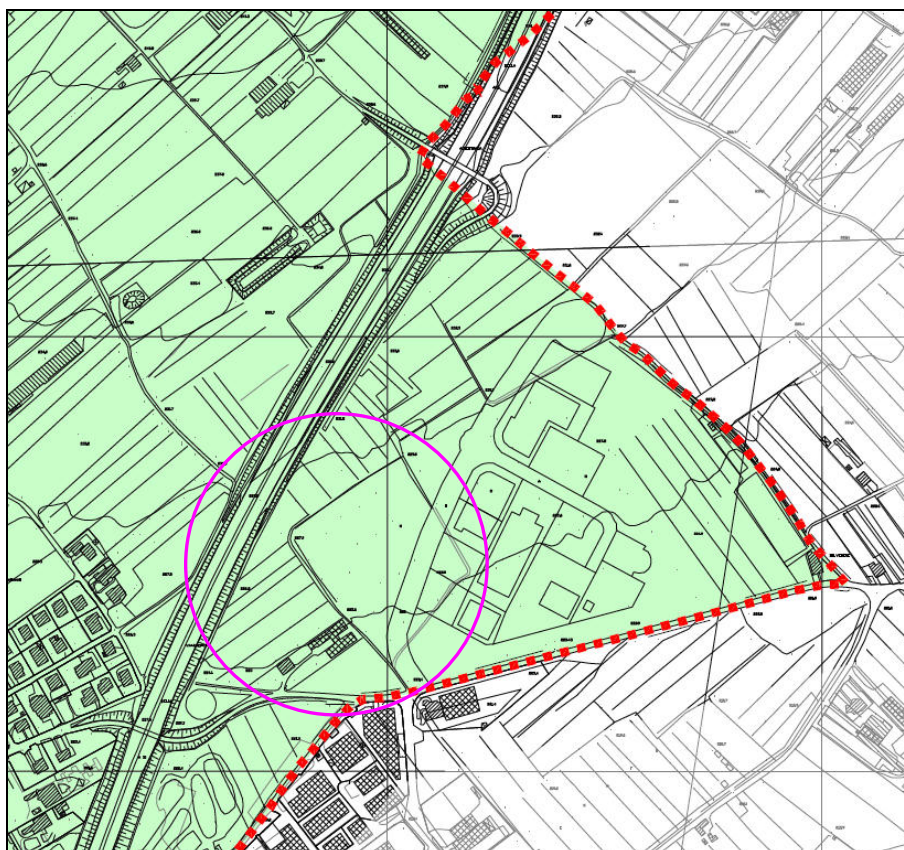
Il Comune di Piovene Rocchette si trova all'interno del distretto sismico L - Lessini Schio. All'interno di questo territorio i maggiori risentimenti in termini di intensità macrosismica sono stati del IX grado MCS (si veda la figura sotto riportata).



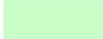


Massima intensità macrosismica osservata al di sopra della soglia di primo danno (V-VI MCS) - tratto da Stucchi et al. 2007.



## **1.6 - Urbanistica - Fragilità**



### **Compatibilità geologica**

	Area idonea
	Area idonea a condizione di norme specifiche
	Area non idonea

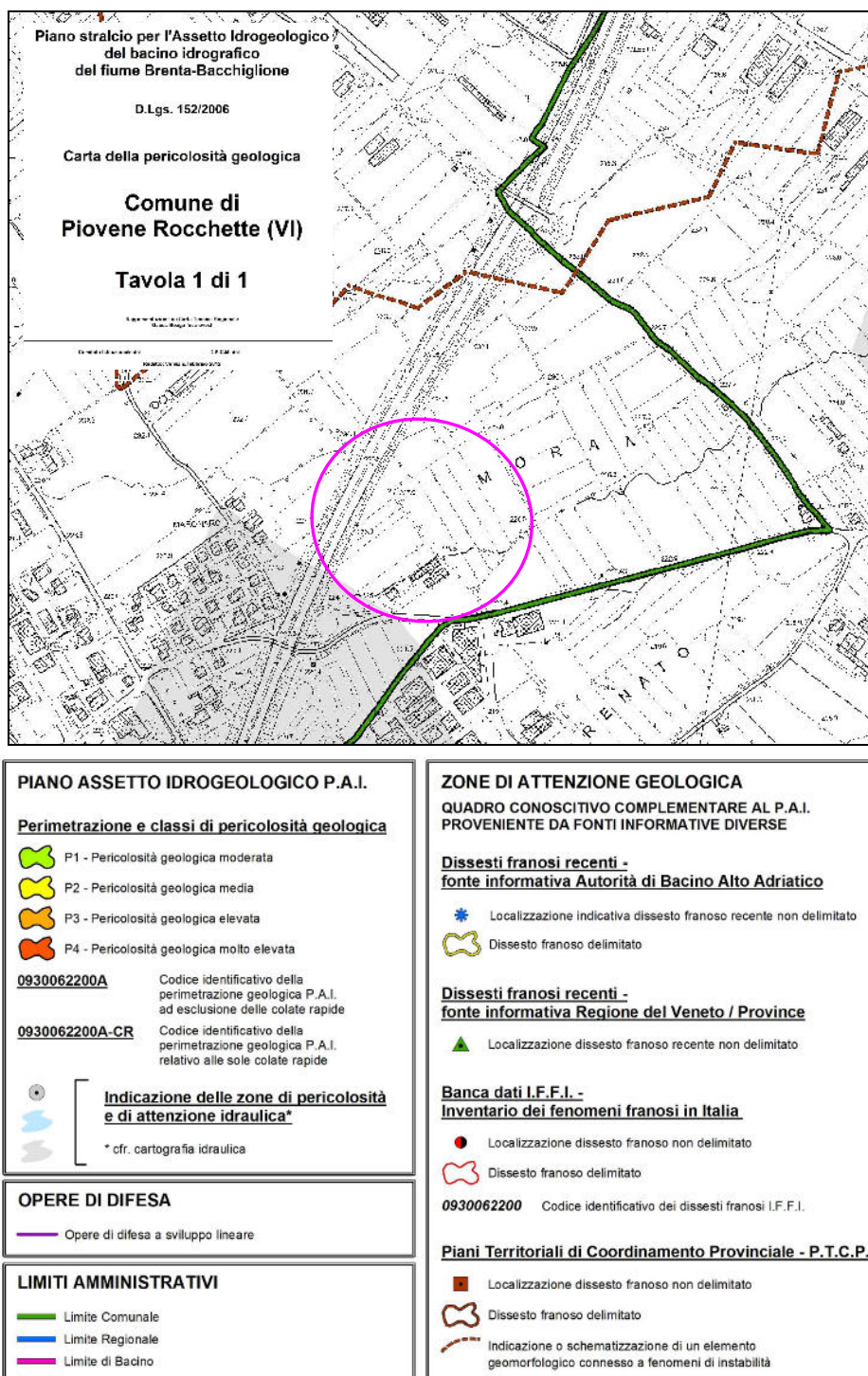
### **Aree soggette a dissesto idrogeologico**

	Frane attive e zone di accumulo
	Area esondabile o a rischio idrico
	Area soggetta ad erosione
	Area soggetta a caduta massi
	Cave (attive e non attive) - ex discarica

- Estratto non in scala della Carta delle Fragilità del PAT -

La Carta delle Fragilità del PAT indica che il sito oggetto dell'intervento ricade all'interno di un'area idonea.

## 1.7 - Urbanistica - Vincoli

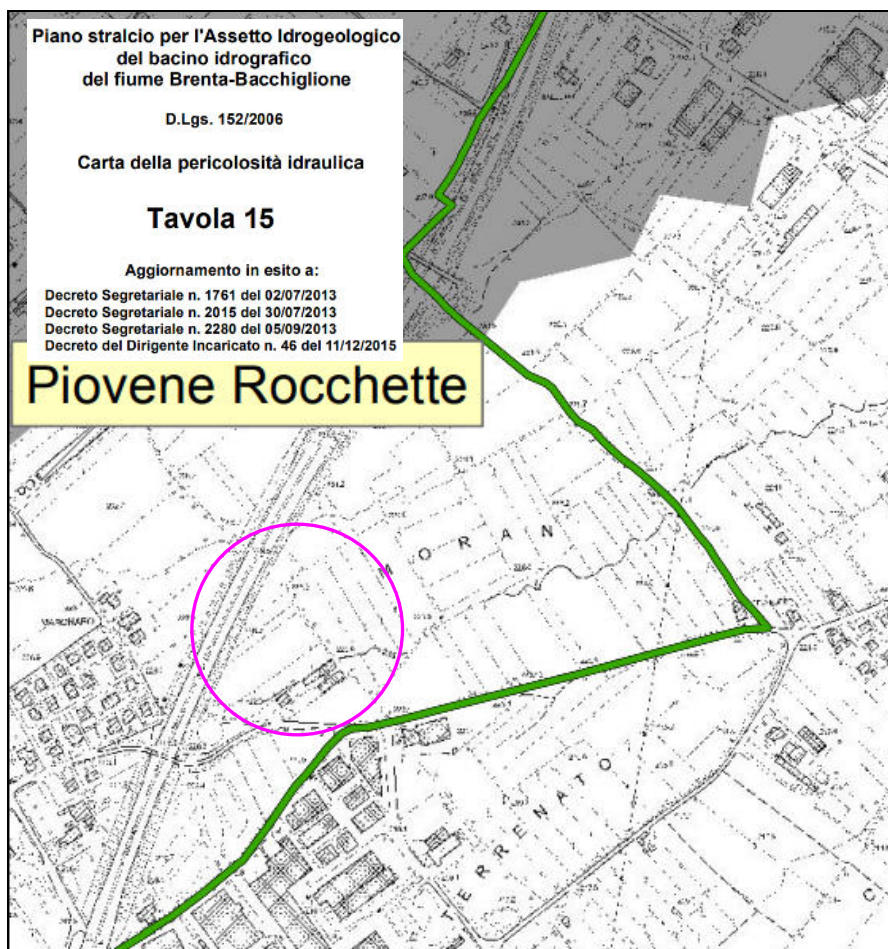


Estratto non in scala della Tavola della Pericolosità Geologica

Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del Bacino Idrografico del Fiume Brenta-Bacchiglione

Dall'osservazione dell'estratto sopra allegato, si evince che la proprietà non si trova all'interno di una zona di attenzione geologica o con pericolosità geologica.





Estratto non in scala della Tavola della Pericolosità Idraulica

Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del Bacino Idrografico del Fiume Brenta-Bacchiglione

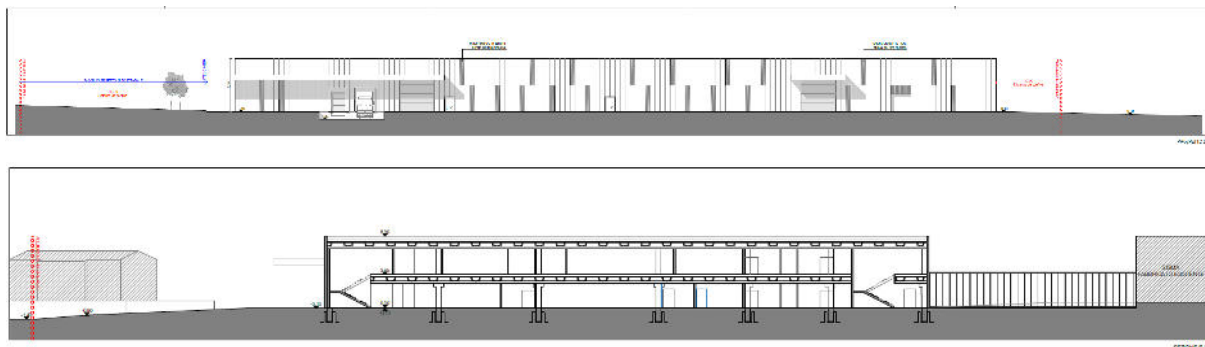
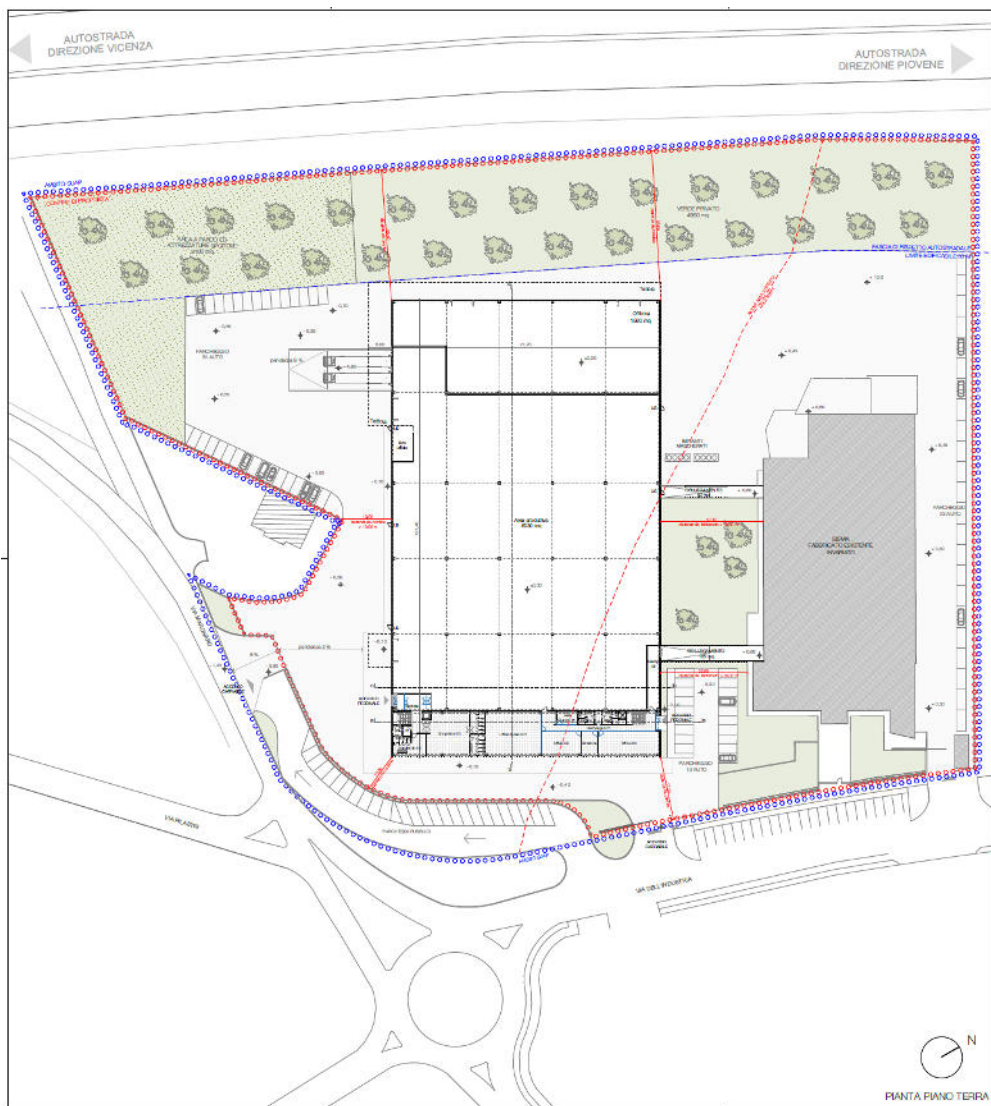
L'area in esame non ricade né all'interno di zone con pericolosità idraulica, né in zona di attenzione idraulica.



## **2 - DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO IN PROGETTO**

Il progetto propone l'ampliamento dell'esistente edificio produttivo. L'immobile di progetto è un magazzino con una pianta di circa 9.450 m<sup>2</sup> costituito da un capannone industriale prefabbricato in c.a. precompresso composto da un unico piano fuori terra. La palazzina uffici, invece, è composta da due piani fuori terra e verrà realizzata utilizzando una struttura in c.a. a telaio con muri in laterizio di tamponamento.

Seguono alcune immagini tratte dagli elaborati di progetto.



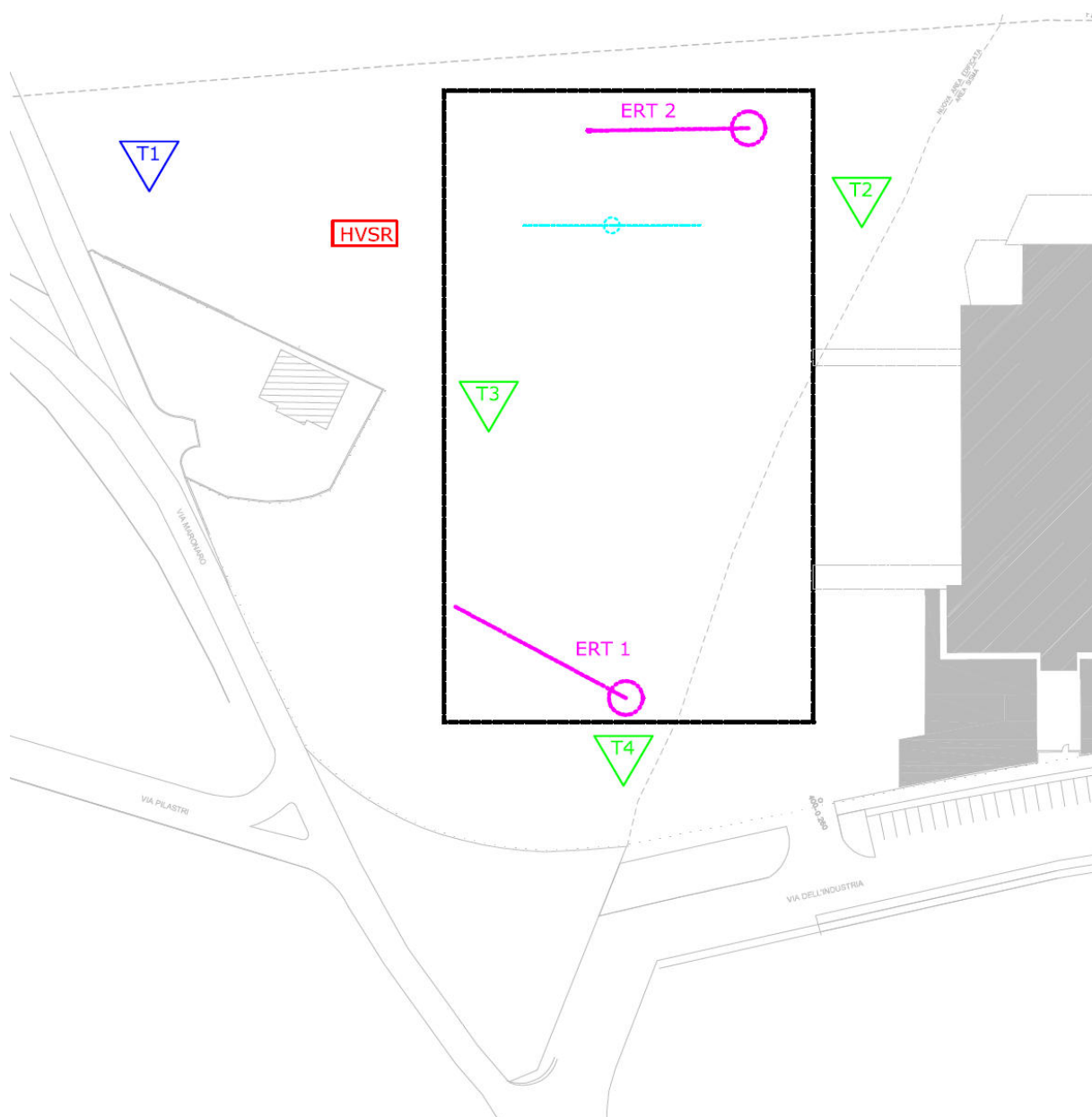
## **PARTE II°**

### **3 - INDAGINI IN SITO**






Per poter delineare l'assetto geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico dell'area oggetto dell'intervento, oltre ai rilievi di campagna di superficie ed alla consultazione di bibliografia tematica (e.g. quadro conoscitivo del PAT), sono state eseguite le seguenti prove in sito:

- n. 2 tomografie elettriche,
- n. 1 prospezione sismica con tecnica passiva Re.Mi. (Multi-channel Analysis of Surface Waves),
- n. 1 registrazione di rumore sismico ambientale a stazione singola con elaborazione H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio),
- n. 4 trincee esplorative con pala meccanica,
- n. 1 prova di permeabilità.

La loro ubicazione è riportata nell'immagine di pagina seguente.



#### LEGENDA

-  stendimento sismica passiva (Re.Mi.)
-  stendimento di tomografia elettrica (ERT)
-  sismica passiva (HVSr)
-  trincea esplorativa
-  trincea esplorativa con prova di permeabilità

- Ubicazione Prove in Sito -

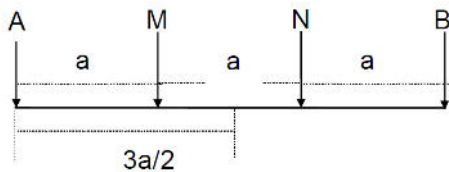
Segue la descrizione del tipo di strumentazioni impiegate, l'elaborazione e l'interpretazione dei dati ottenuti.



### **3.1 - Tomografia Elettrica**

#### **3.1.1 - Descrizione della Tecnica Adottata**

La resistività elettrica è una delle proprietà fisiche che può essere utilizzata per l'esplorazione geofisica del sottosuolo, grazie soprattutto all'ampio spettro di valori che essa può assumere al variare della natura dei corpi investigati. Tra i metodi più conosciuti, il metodo geoelettrico è stato sviluppato allo scopo di rilevare la distribuzione della resistività elettrica nel sottosuolo, elettricamente disomogeneo, iniettando una corrente continua mediante due elettrodi conficcati nel terreno, detti convenzionalmente AB, e misurando contemporaneamente la differenza di potenziale (d.d.p.), associata al campo elettrico generato, tra due elettrodi distinti dai primi, detti convenzionalmente MN (si veda la figura sotto riportata).



Schematizzazione del dispositivo quadripolare tipo WENNER utilizzato per l'acquisizione dei dati di resistività elettrica. AB: elettrodi di corrente; MN: elettrodi di potenziale.

Variando la distanza tra gli elettrodi A e B, o tra M e N, o tra AB e MN, e misurando ogni volta la corrente immessa agli AB e la differenza di potenziale risultante agli MN, si ottiene la resistività detta apparente (in  $\Omega\text{m}$ ), secondo la nota formula:

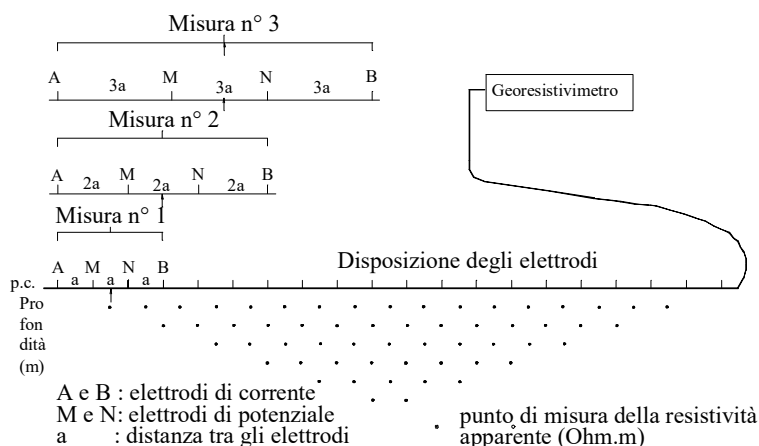
$$\rho_a = k \frac{\Delta V}{I} \text{ dove } k = \pi \frac{AM * AN}{MN}$$

in cui k è la costante geometrica del dispositivo quadripolare e dipende soltanto dalle distanze interelettrodiche. La resistività apparente varia in funzione della posizione reciproca degli elettrodi A, B, M e N, (quadripolo elettrico) poiché di volta in volta parti diverse del terreno vengono investigate dal passaggio della corrente e dalla misura della risposta in termini di d.d.p. Per la loro maggiore convenienza in termini di tempi di esecuzione delle misure, la pratica geofisica ha privilegiato alcune combinazioni dei 4 elettrodi A, B, M e N, come ad esempio quella della figura sottostante, detta quadripolo "Wenner", dove gli elettrodi sono equidistanziati e sullo stesso asse.

A distanza interelettrodica costante corrisponde una profondità di investigazione all'interno del corpo all'incirca costante, mentre per ottenere un'informazione anche secondo la profondità occorre allargare progressivamente il passo del quadripolo.

La tomografia elettrica rappresenta la tecnica di indagine geoelettrica che permette di acquisire informazioni in simultanea dipendenza della profondità e della distanza orizzontale interelettrodica, e che quindi consente di ottenere informazioni reali sui valori di resistività sia in senso verticale che laterale (lungo cioè una sezione bidimensionale).

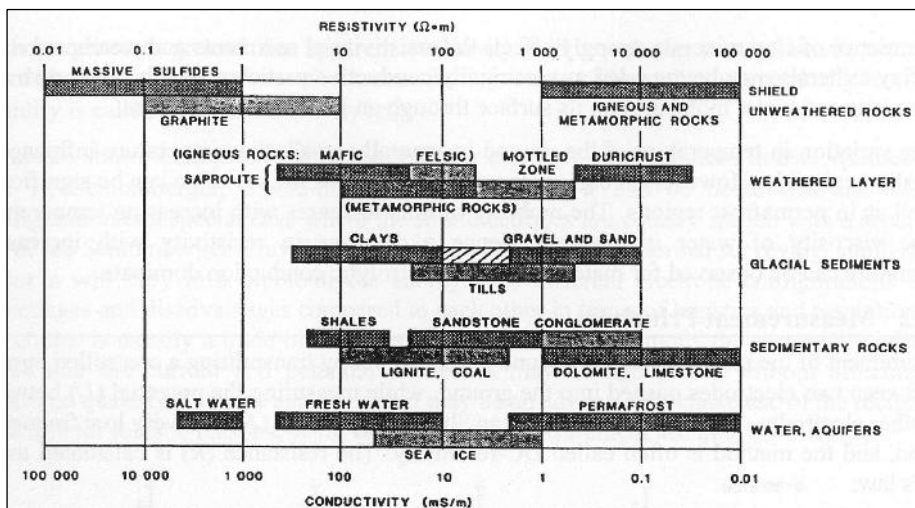
Questa metodologia di misura, che nella pratica geofisica costituisce l'evoluzione attuale della nota prospezione geoelettrica, è stata messa a punto alcuni anni fa, sfruttando i progressi dell'elettronica, sia per un'acquisizione automatica sul campo che per un'interpretazione dei dati in termini bi- e tri-dimensionali. Tale tecnica permette di disporre sul terreno da investigare un numero elevato di elettrodi (32, 64 o più), con distanza reciproca dipendente dalla risoluzione e dalla profondità d'indagine richieste; attraverso gli elettrodi viene alternativamente inviata corrente o misurata la differenza di potenziale, in una sequenza pre-programmata.



Sistema di acquisizione "tomografica" dei dati utilizzando il dispositivo Wenner.

Si ottiene così l'andamento sia verticale che laterale della resistività apparente, che è usato per rappresentare in forma di pseudosezione, ossia come tabella di valori organizzati in un piano di riferimento dove sull'asse orizzontale si riporta un valore corrispondente alla distanza sul terreno tra gli elettrodi più esterni, e sull'asse verticale un'ordinata ricavata dalla complessiva larghezza del quadripolo (elettrodi di corrente + elettrodi di potenziale). Ad esempio, nel caso del dispositivo Wenner tale parametro è solitamente la semidistanza AB.

Il risultato è quindi una figura bidimensionale nella quale tutti i punti di eguale resistività apparente vengono collegati da una curva detta isoresistiva. Questo quadro deve essere quindi opportunamente "interpretato" in modo da poter desumere dalle resistività apparenti i valori della resistività reale e la geometria della sua distribuzione. A fianco si riporta una tabella tratta da manuale d'istruzioni Abem con i valori medi di resistività dei terreni e delle rocce più comuni.



### **3.1.2 - Descrizione Strumentazione Impiegata**

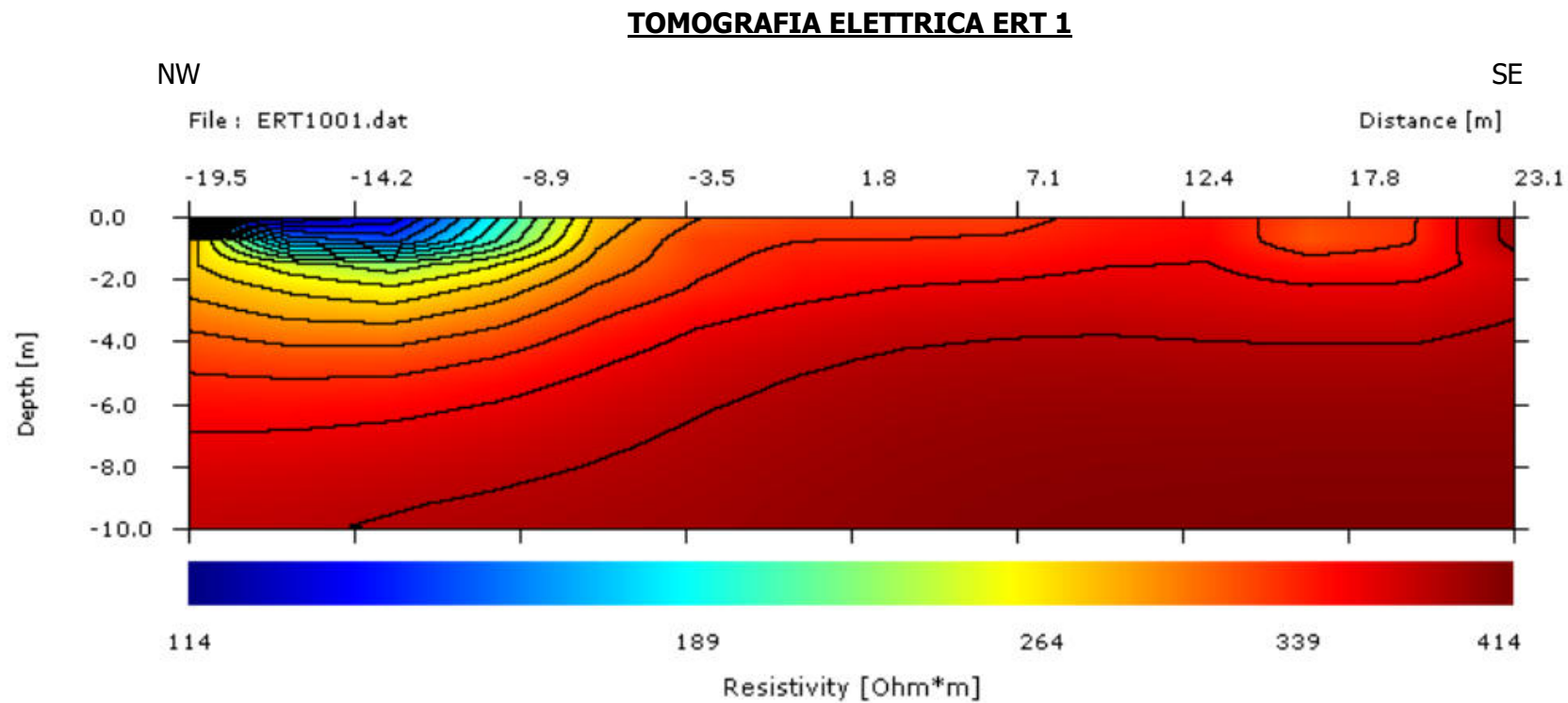
Per le indagini è stato utilizzato un georesistivimetro mod. ABEM Terrameter SAS 1000 a 32 elettrodi (la strumentazione ritratta nella foto a fianco) con compensazione automatica dei potenziali spontanei. Il trasmettitore di corrente opera con correnti da 0.2 a 1000 mA, con un voltaggio massimo di 400 V ed un impulso  $t$  di corrente variabile da 0.1 a 4 sec. Il ricevitore, monocanale, ha un'impedenza min. di 10 M $\Omega$ , e acquisisce con un *range* massimo di  $\pm 400V$ . La precisione di  $\Delta V/I$  risulta superiore allo 0.5%. I dati sono stati elaborati e interpretati in termini di profilo di resistività mediante il software SensInv2D prodotto dalla *Geotomographie*.

Gli stendimenti hanno una lunghezza totale di 128 m; l'interasse dei picchetti è pari a 4.0 m; la profondità di indagine è di circa 30 m.



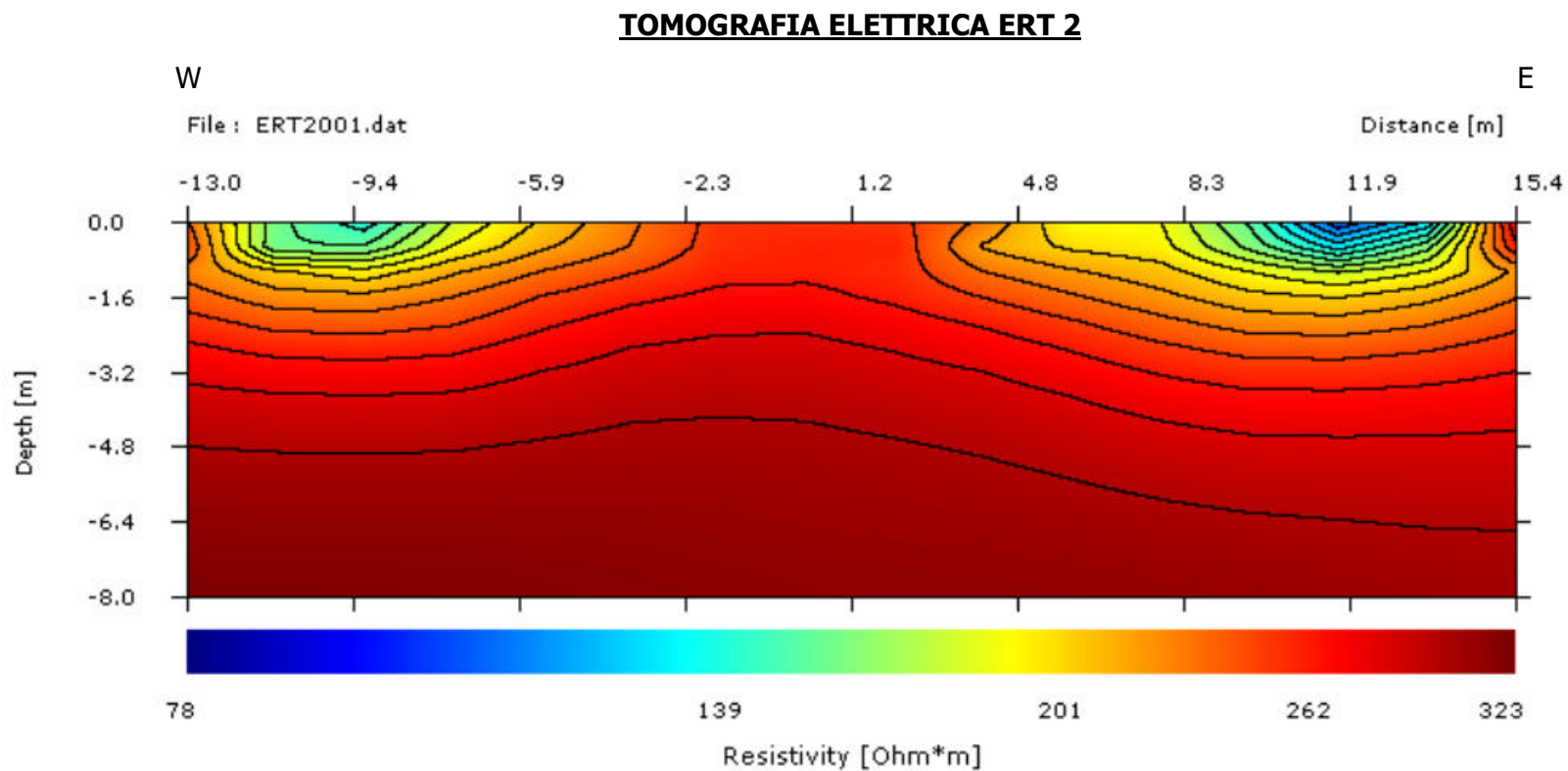
### **3.1.3 - Risultati Ottenuti**

Nel grafico di pagina seguente si riporta la pseudo-sezione ottenuta, ossia il modello di resistività reale del terreno ricavato dall'inversione dei dati di campagna. Sull'asse delle ascisse sono state plottate le distanze fra gli elettrodi in metri, su quello delle ordinate la profondità, sempre in metri, all'interno si può osservare la distribuzione della resistività, l'unità di misura è l'Ohm/m.



I valori di resistività sono compresi fra 100 e 400 Ohm/m. Se si esclude un nucleo superficiale che si spinge fino a massimo 1.5 m nella parte nord-occidentale del profilo con valori di resistività compresi tra 100 e 200 Ohm/m, il resto del profilo è caratterizzato da valori di resistività compresi tra 300 e 400 Ohm/m. Considerando la distribuzione ed i valori medio-alti di resistività del profilo, si può affermare che il sottosuolo in esame è costituito da depositi alluvionali, in prevalenza di natura granulare grossolana.





I valori di resistività sono compresi fra 140 e 320 Ohm/m. Se si esclude la presenza di due nuclei superficiali che si spinge fino a massimo 1.0 m alle estremità occidentale ed orientale del profilo con valori di resistività compresi tra 80 e 13000 Ohm/m, il resto del profilo è caratterizzato da valori di resistività compresi tra 260 e 320 Ohm/m.

Considerando la distribuzione ed i valori medio-alti di resistività del profilo, si può affermare che il sottosuolo in esame è costituito da depositi alluvionali, in prevalenza di natura granulare grossolana.

### ***3.2. Indagine Sismica di Tipo Passivo in Array - Re.Mi.***

### **3.2.1 - Descrizione della Tecnica Adottata**

È noto che la propagazione delle onde, nel caso di mezzi stratificati e trasversalmente isotropi, avviene in maniera diversa rispetto al caso di mezzi omogenei; non esiste più un'unica velocità ma ogni frequenza è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione a sua volta legata alle varie lunghezze d'onda. Queste interessano il terreno a diverse profondità e risultano influenzate dalle caratteristiche elastiche, appunto variabili con la profondità. Questo comportamento viene definito dispersione in frequenza ed è fondamentale nello sviluppo dei metodi sismici che utilizzano le onde di superficie. Ovviamente le lunghezze d'onda più grandi corrispondono alle frequenze più basse e vanno ad interessare il terreno più in profondità; al contrario, le lunghezze d'onda più piccole, poiché sono associate alle frequenze più alte, rimangono nelle immediate vicinanze della superficie. I metodi di prospezione sismica che utilizzano le onde di superficie si basano su modelli fisico – matematici nei quali il sottosuolo viene schematizzato come una serie di strati con caratteristiche elastiche lineari.

La procedura Re.Mi. è un metodo di prospezione sismica sviluppato presso l'Università di Reno in Nevada (Louie, 2001) e viene classificato come metodo passivo in quanto utilizza il rumore ambientale. I vantaggi promossi da questo metodo sono molteplici: è molto veloce e semplice da usare in fase di acquisizione, raggiunge una buona profondità e risoluzione d'indagine ma soprattutto permette di ottenere migliori risultati in ambienti particolarmente urbanizzati.

La fase di acquisizione deve essere effettuata con una serie di accorgimenti e precauzioni da prendere in sito e nella pianificazione della registrazione. Tutto è finalizzato alla registrazione di dati contenenti la miglior informazione possibile riguardo alla propagazione delle onde di Rayleigh con buon rapporto segnale - rumore.

Il rumore incoerente, cioè di tipo casuale, nel caso Re.Mi. rappresenta la fonte del segnale utile che si vuole registrare. I microtremori generati dall'ambiente si propagano nel suolo e di questi si cerca di distinguere il modo fondamentale di vibrazione dell'onda di Rayleigh da quelli superiori e dall'aliasing spaziale. C'è, in questo caso, la necessità di soddisfare la condizione di "omnidirezionalità" delle sorgenti, cioè si suppone che il rumore ambientale provenga sostanzialmente da tutte le direzioni.

I tempi di registrazione dei microtremori sono decisamente più elevati rispetto alle indagini di tipo attivo. La registrazione sarà analizzata in finestre temporali che variano dai 10 ai 30 secondi.

Sono da considerare la lunghezza dello stendimento  $L$  e la distanza intergeofonica  $\Delta x$ . Quest'ultima agisce sul segnale come una specie di filtro in frequenza. Supponendo, infatti, che il segnale arrivi da tutte le direzioni, maggiore è la spaziatura, minore sarà la frequenza del segnale utile campionabile e viceversa. Se la frequenza è più bassa aumenta la profondità d'indagine.

La fase più delicata è quella del *data processing*, che consiste nel trattamento dei dati acquisiti con l'obiettivo di stimare la velocità di fase delle onde di Rayleigh ( $V_r$ ) che sono correlabili con le velocità  $V_s$  di propagazione delle onde S ( $V_s \approx 1,1 V_r$ ).

Le varie tecniche di processing trasformano l'informazione registrata nel dominio  $x - t$  (spazio tempo), in un dominio dove l'energia associata all'evento è funzione della frequenza e di altre variabili. Tutto questo allo scopo, attraverso lo spettro, di localizzare la densità di energia maggiore, alla quale sono di solito associate le onde di Rayleigh. Con procedura manuale vengono selezionati dei punti sullo spettro, che andranno a formare la curva di dispersione sperimentale. La scelta di questi valori, denominata *picking*, è condizionata da alcune indicazioni ma è imprescindibile dall'abilità e dall'esperienza dell'interprete anche in base ad altre conoscenze in merito al sito in esame.

In via puramente indicativa, al fine di correlare le velocità delle onde di taglio ad un tipo di suolo, si riportano i valori tabulati da Borchardt (1992; 1994) assieme a quelli ottenuti sperimentalmente in diversi ambienti sedimentari da altri autori (Budny, 1984; Ibs von Seht e Wohlenberg, 1999; Delgado et al., 2000 a, b; Parolai et al., 2002; Scherbaum et al., 2003; D'Amico et al., 2004, 2006; Hinzen et al., 2004).

[illegible]

### **3.2.2- Descrizione Strumentazione Impiegata**

Data la necessità di analizzare con elevato dettaglio le basse frequenze (tipicamente anche al di sotto dei 10 Hz), sono stati utilizzati n°16 geofoni verticali a 4.5 Hz uniti in un *array* lineare totalmente digitale (*SoilSpy Rosina*). Ogni geofono è munito di un digitalizzatore che converte il segnale e lo trasmette al sismografo tramite un'interfaccia USB. Tale sistema permette di avere elevati rapporti di rumore, un perfetto sincronismo e una estrema leggerezza. La spaziatura utilizzata tra i geofoni è stata di 3 m quindi la lunghezza complessiva del profilo è risultata essere di 45 m (si veda la foto a fianco). Non sono presenti sostanziali variazioni di quota e quindi il sito può essere considerato orizzontale.



Il *sampling rate* utilizzato è stato di 512 Hz in modo da ottenere un elevato dettaglio del segnale. La durata (lunghezza temporale) del segnale registrato è stato di circa 6 minuti. Il software utilizzato per l'analisi spettrale è Grilla v.6.4 beta release 2013.

Per una corretta ricostruzione sismica del sottosuolo e una buona stima delle onde Vs è necessario adottare una modellizzazione numerica che può essere rappresentata dalla seguente equazione:

$$\hat{v}_s = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_i}}$$

Vs = valore di velocità delle onde di taglio [m/s];

H = profondità alla quale si desidera stimare Vs [m] (30 m in caso di Vs30);

hi = spessore dello strato i – esimo [m];

vi = velocità delle onde Vs all'interno dello strato i – esimo [m/s].

### **3.3 - Metodo HVSR**

#### **3.3.1 - Descrizione della Tecnica Adottata**

La tecnica sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali o H.V.S.R., Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non richiede nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

- la *frequenza caratteristica di risonanza del sito* che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nel costruire edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi;
- la *frequenza fondamentale di risonanza di un edificio*, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito (*free field*) e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la *velocità media delle onde di taglio Vs* calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla



stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, ecc.) e riconoscibile nella curva H/V. Sarà quindi possibile calcolare la  $V_{s,30}$  e la relativa categoria di sottosuolo come esplicitamente richiesto dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008*,

- la *stratigrafia del sottosuolo* con un *range* di indagine compreso tra 0,5 e 700 m di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostante per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Le basi teoriche della tecnica HVSR si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremiti. La forma di un'onda registrata in un sito  $x$  da uno strumento dipende:

- dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente  $s$ ;
- dal percorso dell'onda dalla sorgente  $s$  al sito  $x$  (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda);
- dalla risposta dello strumento.

Possiamo scrivere questo come:

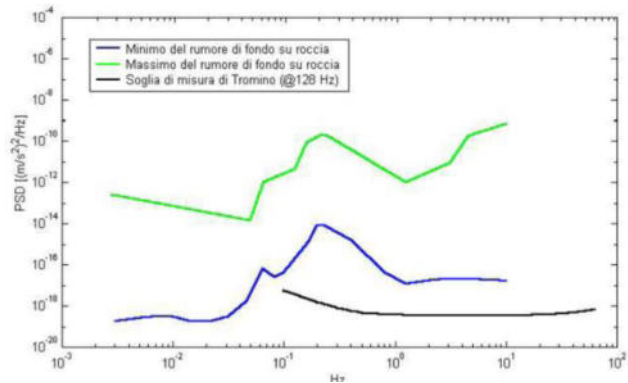
segnale registrazione al sito  $x$  = sorgente \* effetti di percorso \* funzione trasferimento strumento

Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche *microtremore* poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi poiché il rumore non è generato *ad hoc*, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva. Nel tragitto dalla sorgente  $s$  al sito  $x$  le onde elastiche (sia di terremoto che microtremore) subiscono riflessioni, rifrazioni, intrappolamenti per fenomeni di guida d'onda, attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato. Questo significa che se da un lato l'informazione riguardante la sorgente è persa e non sono più applicabili le tecniche della sismica classica, è presente comunque una parte debolmente correlata nel segnale che può essere estratta e che contiene le informazioni concernenti il percorso del segnale e, in particolare, relative alla struttura locale vicino al sensore. Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartata dalla sismologia classica, contiene informazioni. Questa informazione è però "sepolta" all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune. Una di queste tecniche è la teoria dei rapporti spettrali o, semplicemente, HVSR che è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali del sottosuolo; informazione di notevole importanza nell'ingegneria sismica.

### **3.3.2 - Descrizione strumentazione impiegata**

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale della ditta Micromed s.p.a. modello "*Tromino - engy*" che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra - leggeri e ultra - compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento (si veda la foto di seguito allegata - tratta da archivio) racchiude al suo interno tre terne velocimetriche con i sensori ortogonali tra loro e con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz.

Nel grafico di seguito allegato si riporta la curva di rumore di "*Tromino*" a confronto con i modelli standard di rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra. Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.

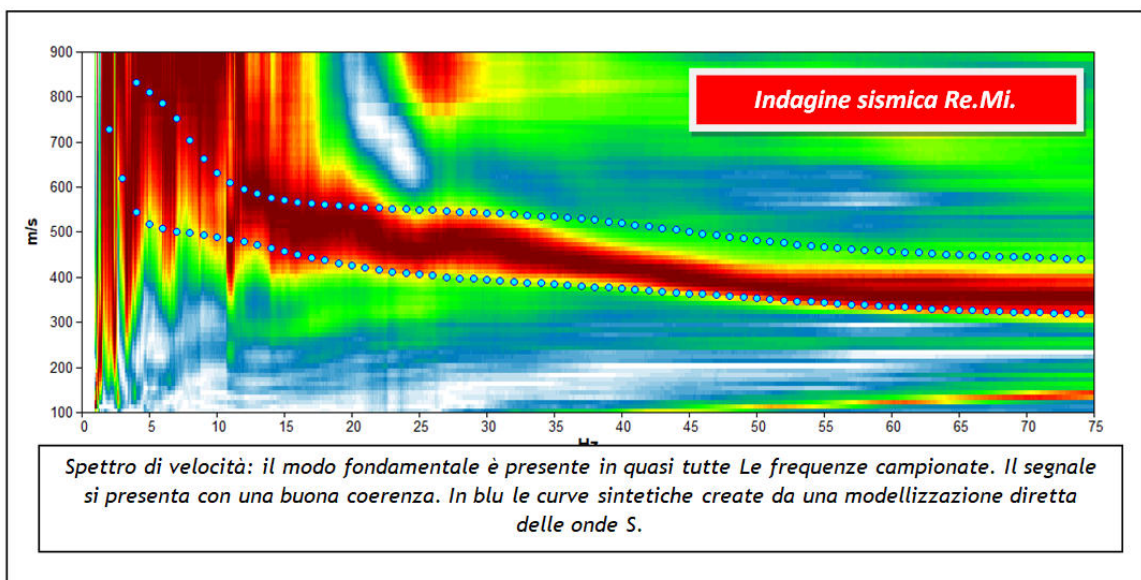


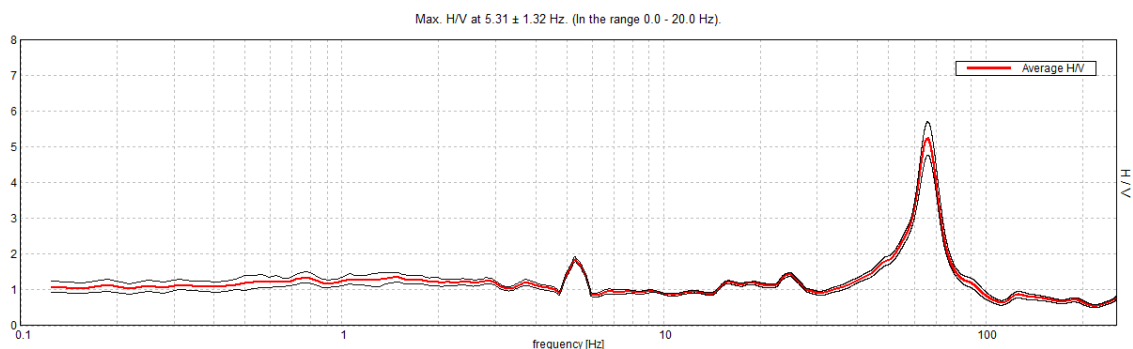
### **3.4 - Risultati Ottenuti dalle Prospezioni Sismiche**

L'utilizzo incrociato delle due tecniche sismiche ha permesso di ottenere un modello sismo-stratigrafico del sottosuolo robusto ed affidabile in corrispondenza della zona d'interesse.

L'indagine Re.Mi. ha individuato le discontinuità sismiche superficiali e stimato le velocità di propagazione delle onde S, mentre la prospezione passiva a stazione singola (H.V.S.R.) ha determinato, oltre alla rigidità del *bedrock geofisico*, le frequenze di risonanza di sito, cioè i valori di frequenza attesi in superficie in occasione di evento sismico.

L'attendibilità del modello sismo-stratigrafico desunto è da considerarsi elevata poiché la coerenza del segnale è buona e lo spettro di velocità è ben definito nel modo fondamentale per quasi tutte le frequenze campionate. Il programma di elaborazione utilizzato permette di considerare non solo il modo fondamentale ma, una volta individuati, anche i modi superiori per vincolare con maggior attendibilità la ricostruzione sismo-stratigrafica del sottosuolo.



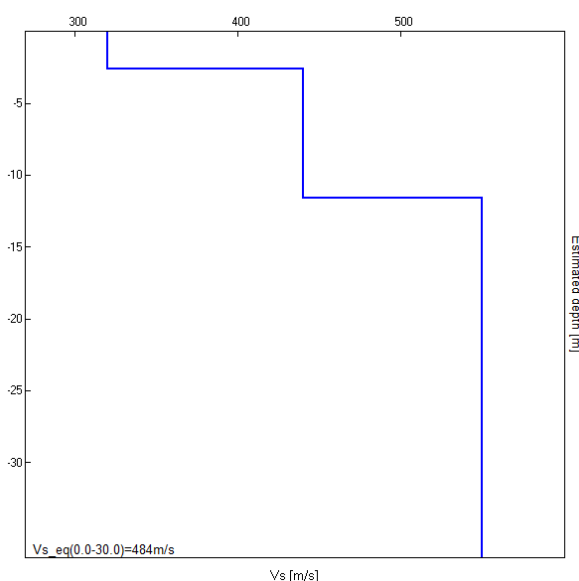


*Rapporto spettrale H/V misurato. In rosso è indicato l'HV medio mentre in nero l'intervallo di confidenza al 95%.*

La ricostruzione sismo-stratigrafica di sito (si veda il modello sismo-stratigrafico interpretativo sotto riportato), ha evidenziato la presenza di un materiale moderatamente addensato fino a circa 2,6 m dal p.c. locale caratterizzato da una  $V_s$  di circa 320 m/s mentre per valori di profondità maggiori il grado di rigidità diventa più elevato con  $V_s$  di circa 440 m/s. A circa 12 m dal p.c. locale si segnala un aumento della velocità di propagazione delle onde S che raggiunge valori di circa 550 m/s.

Indagine sismica Re.Mi.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	320	2,6	0,0 - 2,6
II SISMOSTRATO	440	9	2,6 - ≈12
III SISMOSTRATO	550	Semisp.	≈12 - Semisp.

- modello sismo-stratigrafico interpretativo -

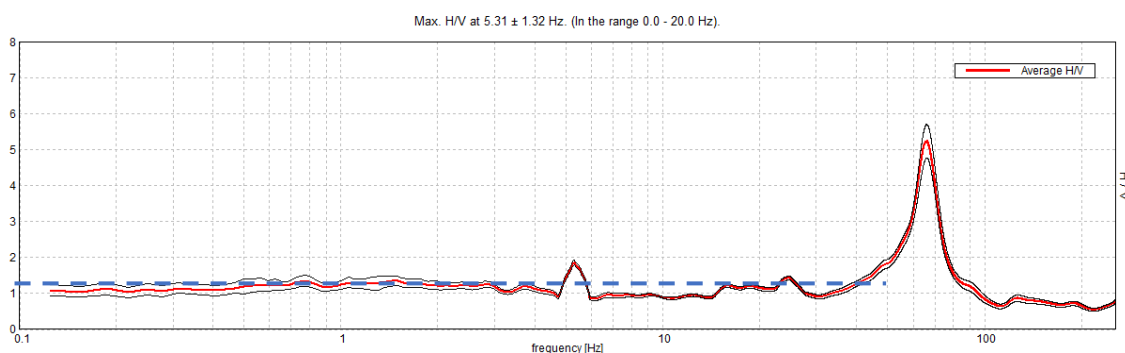


- profilo verticale onde S ( $v_s$ ) -



Nel caso specifico del sito in esame si è cercato di correlare i valori di picco dello spettro di risposta HVSR con le frequenze fondamentali di risonanza di sito.

Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si sono potute ricavare le frequenze relative ad ogni discontinuità sismica. Dall'analisi della curva HV, depurata da artefatti, risulta che i rapporti H/V registrati sono tali da ipotizzare assenza di amplificazione del moto sismico in superficie. Si ricorda che, in base al progetto SESAME che di fatto fornisce le linee guida per misure sismiche HVSR, il rapporto sotto il quale non si devono considerare le amplificazioni sismiche dovute ad effetti locali è fissato a 2 (linea tratteggiata nel grafico sotto riportato).



La frequenza fondamentale di risonanza di sito è pari a 5.3 Hz.

### **3.4 - Trincee Esplorative**

Le trincee esplorative sono state svolte con tre finalità:

1. osservare in modo diretto i terreni presenti nel sottosuolo;
2. consentire il prelievo del campione da destinare alle analisi chimiche per la stesura della pratica relativa alla normativa sulle "terre e rocce da scavo";
3. nel caso della trincea esplorativa n. 1, lo scavo ha consentito poi anche di eseguire la prova di permeabilità.

Segue la descrizione delle 4 trincee esplorative.

### **3.4.1 - Trincea Esplorativa T1**

La trincea è stata spinta ad una profondità di circa 1.8 m. Si è potuto accertare la seguente stratigrafia:

- A. da piano campagna fino a -0.4 m: terreno vegetale;
- B. da -0.4 m fino a -1.2 m: terreni granulari grossolani di natura ghiaiosa caratterizzati dalla presenza di ciottoli, blocchi e trovanti di natura calcarea e da una matrice fine interstiziale di natura sabbioso-limosa ed argillosa;
- C. a profondità maggiori di -1.2 m: terreni granulari grossolani di natura ghiaiosa caratterizzati dalla presenza di ciottoli, blocchi e trovanti di natura calcarea e da una matrice fine interstiziale di natura sabbiosa subordinatamente limosa.



vista della trincea esplorativa



vista dei terreni movimentati dall'esecuzione della trincea esplorativa



### **3.4.2 - Trincea Esplorativa T2**

La trincea è stata spinta ad una profondità di circa 1.8 m. Si è potuto accertare la seguente stratigrafia:

- A. da piano campagna fino a -0.3 m: terreno vegetale;
- B. da -0.4 m fino a -1.1 m: terreni granulari grossolani di natura ghiaiosa caratterizzati dalla presenza di ciottoli, blocchi e trovanti di natura calcarea e da una matrice fine interstiziale di natura sabbioso-limosa ed argillosa;
- C. a profondità maggiori di -1.1 m: terreni granulari grossolani di natura ghiaiosa caratterizzati dalla presenza di ciottoli, blocchi e trovanti di natura calcarea e da una matrice fine interstiziale di natura sabbiosa subordinatamente limosa.



vista della trincea esplorativa



vista dei terreni tipo C movimentati dall'esecuzione della trincea esplorativa



### **3.4.3 - Trincea Esplorativa T3**

La trincea è stata spinta ad una profondità di circa 2.2 m. Si è potuto accertare la seguente stratigrafia:

- A. da piano campagna fino a -1.0 m: terreni ghiaiosi di riporto;
- B. -1.0 m a -1.2 m: terreno vegetale;
- C. da -1.2 m fino a -2.0 m: terreni granulari grossolani di natura ghiaiosa caratterizzati dalla presenza di ciottoli, blocchi e trovanti di natura calcarea e da una matrice fine interstiziale di natura sabbioso-limosa ed argillosa;
- D. a profondità maggiori di -2.0 m: terreni granulari grossolani di natura ghiaiosa caratterizzati dalla presenza di ciottoli, blocchi e trovanti di natura calcarea e da una matrice fine interstiziale di natura sabbiosa subordinatamente limosa.



vista della trincea esplorativa



vista dei terreni ghiaiosi di riporto tipo D movimentati dall'esecuzione della trincea esplorativa



vista dei terreni ghiaiosi tipo C movimentati dall'esecuzione della trincea esplorativa



#### **3.4.4 - Trincea Esplorativa T4**

La trincea è stata spinta ad una profondità di circa 1.8 m. Si è potuto accertare la seguente stratigrafia:

- A. da piano campagna fino a -0.2 m: terreno vegetale;
- B. da -0.2 m fino a -1.2 m: terreni granulari grossolani di natura ghiaiosa caratterizzati dalla presenza di ciottoli, blocchi e trovanti di natura calcarea e da una matrice fine interstiziale di natura sabbioso-limosa ed argillosa;
- C. a profondità maggiori di -1.2 m: terreni granulari grossolani di natura ghiaiosa caratterizzati dalla presenza di ciottoli, blocchi e trovanti di natura calcarea e da una matrice fine interstiziale di natura sabbiosa subordinatamente limosa.



vista della trincea esplorativa



vista dei terreni tipo A e B movimentati dall'esecuzione della trincea esplorativa



### **3.5 - Prova di Permeabilità**

#### **3.5.1 - Descrizione della Tecnica Adottata**

La determinazione del coefficiente di permeabilità è stata eseguita ricorrendo ad un metodo di misura in sito, da preferire ai metodi di misura su campioni, dato che i terreni presenti sono costituiti da materiali porosi, sciolti, posti sopra falda e caratterizzati da permeabilità maggiori di  $10^{-6}$  m/s.

Fra i metodi a disposizione è stato impiegato il metodo della *curva di svaso*. La prova consiste nell'eseguire uno scavo che viene riempito di acqua; dopo aver saturato il terreno ed aver stabilito un regime di flusso permanente, si misura la velocità di abbassamento del livello in funzione del tempo (prova a carico variabile). La peculiarità di questo tipo di prova è che le dimensioni dello scavo non influiscono sui risultati. Utilizzando un semplice diagramma  $H/t$ , dove i valori di  $H$  corrispondono alle altezze d'acqua nella trincea ed i valori di  $t$  ai corrispondenti tempi di misura, i punti si pongono su di una curva, la cui parte centrale è assimilabile ad una retta. L'inclinazione di quest'ultima, ossia il coefficiente angolare, corrisponde con il coefficiente di permeabilità:  $k = dH/dt$ .

La prova di permeabilità è stata svolta seguendo le "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" dell'AGI - 1977.

Per l'esecuzione della prova è stato impiegato un pozzetto quadrato senza fondo con un lato di 50 cm.

Prima di svolgere la prova lo scavo è stato riempito per due volte e si è atteso che tutta l'acqua venisse assorbita dal terreno.

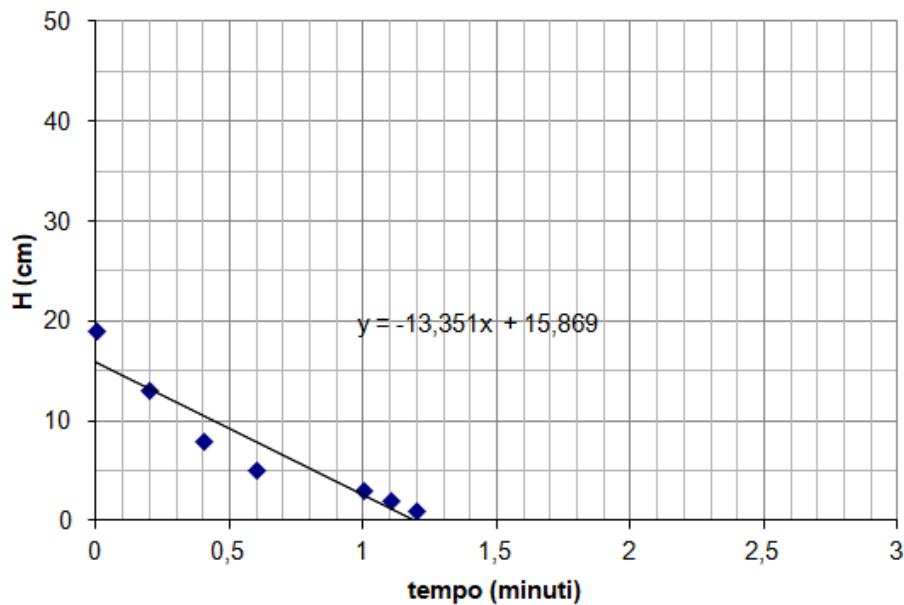
#### **3.5.2 - Prova Eseguita e Risultati Ottenuti**

E' stata eseguita n. 1 prova di permeabilità nel punto in cui è stata eseguita la trincea esplorativa n. 1.

Come indicato nella documentazione fotografica riportata a fianco, la prolunga del pozzetto è stata posta ad una profondità di 1.8 m, ossia all'interno dei terreni granulari grossolani di natura ghiaiosa caratterizzati dalla presenza di ciottoli, blocchi e trovanti di natura calcarea e da una matrice fine interstiziale di natura sabbiosa subordinatamente limosa (tipo C).

I risultati della prove sono stati plottati nel diagramma  $H/t$  sotto riportato.





- grafico H/t della prova di permeabilità in sito -

Il coefficiente di permeabilità -  $k$  - è il coefficiente angolare della parte finale rettilinea del grafico della curva di svaso. Il valore ottenuto è pari a  $2.2 \cdot 10^{-3}$  m/s.

Secondo la bibliografia tematica, il coefficiente di permeabilità -  $k$  - dei terreni ghiaiosi dell'alta pianura è compreso fra  $10^{-4}$  m/s e  $10^{-2}$  m/s, a seconda del contenuto in matrice fine e del grado di addensamento.

Il valore di permeabilità ricavato dalla prova è pertanto in accordo con quanto suggerisce la bibliografia tematica per terreni quali quelli osservati sulle trincee esplorative, ossia ghiaie grosse con blocchi e ciottoli caratterizzate dalla presenza di una matrice interstiziale prevalentemente sabbiosa che sono state riscontrate a profondità maggiore di 1.2÷1.5 m.

Si ritiene comunque che il valore ricavato sia cautelativo: quando l'acqua si infiltra molto velocemente, come il caso in esame, diventa piuttosto difficoltoso registrare correttamente i dati che consentono di ricavare la curva di svaso.

Si propone, pertanto di adottare un valore di permeabilità pari a  $4 \cdot 10^{-3}$  m/s.

Tale ipotesi è supportata anche dai risultati delle tomografie elettriche descritte nel § 3.1. dato che conducibilità elettrica e permeabilità nei terreni ghiaiosi sono correlati in modo positivo.

Le prospezioni hanno consentito di accertare che, se si esclude un sottile orizzonte superficiale che si spinge fino a non più di 1.5 m, il sottosuolo è caratterizzato da valori di resistività compresi tra 250 e 400 Ohm/m.

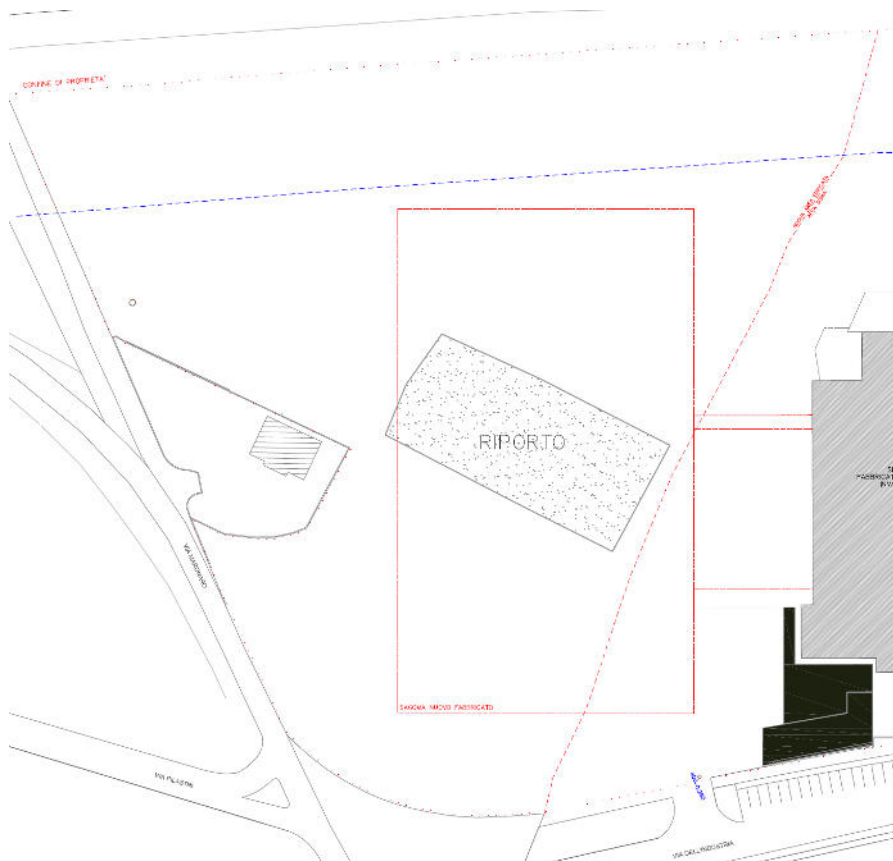
Basandosi su precedenti esperienze dello scrivente su terreni con le medesime caratteristiche posti nelle immediate vicinanze, si stima un  $k$  pari ad almeno  $2 \cdot 10^{-3}$  m/s per i terreni con valori di resistività compresa fra 200 e 300, valori ancora maggiori, ossia pari ad  $4 \cdot 10^{-3}$  m/s, si possono raggiungere in presenza di resistività maggiori di 300 Ohm/m.

## **4 - MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO**

### **4.1 - Assetto Morfologico**

Come indicato nell'inquadramento cartografico e negli elaborati di progetto, l'area su cui sorge l'immobile oggetto dell'intervento può essere equiparata ad un piano inclinato immergente verso sud con una pendenza pari a non più del 10%.

Si precisa, inoltre, che nella parte centrale del lotto è presente un rilevato costituito da terreni di riporto che emerge dal piano campagna di circa 1 m. Segue una immagine che indica la posizione approssimativa del riporto.



- estensione ed ubicazione del riporto -

### **4.2 - Assetto Geologico e Geotecnico**

Il sottosuolo è costituito dai tipici terreni granulari grossolani dell'alta pianura vicentina: si tratta di ghiaie, con abbondanti ciottoli e trovanti, caratterizzate dalla presenza di una matrice intergranulare prevalentemente sabbiosa, subordinatamente limosa (si vedano le foto delle trincee esplorative riportate nel § 3).

Scendendo ad una scala di maggior dettaglio, le indagini hanno permesso di accertare che il terreno vegetale ha uno spessore che raggiunge al massimo i 40 cm. Seguono terreni di natura ghiaiosa con abbondanti ciottoli e trovanti, caratterizzati dalla presenza di una matrice eterogenea sabbioso-limosa ed argillosa. Quest'ultimi si spingono fino ad una quota variabile, compresa tra -0.8÷-1.2 m. A profondità maggiori, infine, sono



presenti i terreni granulari grossolani sopra descritti i quali, nel caso in esame, sono caratterizzati dalla presenza di una matrice quasi esclusivamente di natura sabbiosa.

Nell'area oggetto di studio i depositi sopra descritti costituiscono un materasso alluvionale con uno spessore di parecchie decine di metri.

Dal punto di vista geotecnico i terreni sopra descritti possono essere suddivisi in due orizzonti che si susseguono all'aumentare della profondità:

**A. terreni granulari grossolani moderatamente addensati di natura ghiaiosa caratterizzati dalla presenza di ciottoli e da una matrice fine sabbioso-limosa ed argillosa**

- distribuzione: al di sotto del terreno vegetale fino ad una profondità di massimo -  $0.8 \div -1.2$  m
- $\gamma \approx 18 \div 20$  kN/m<sup>3</sup>
- $\Phi \approx 30^\circ \div 33^\circ$
- densità relativa  $\approx 0.5 \div 0.6$
- $c_u \approx 40 \div 50$  kN/m<sup>2</sup>
- K (coeff. di Winkler)  $\approx 3 \div 4$  daN/cm<sup>3</sup>
- permeabilità: media -  $k \approx 2 \cdot 10^{-4}$  m/s
- ai fini edificatori si tratta di terreni buoni

**B. terreni granulari grossolani addensati di natura ghiaiosa, caratterizzati dalla presenza di abbondanti ciottoli e da una matrice interstiziale prevalentemente sabbiosa e sabbioso-limosa**

- distribuzione: a profondità maggiori di  $-0.8 \div -1.2$  m da p. c.
- $\gamma \approx 18 \div 20$  kN/m<sup>3</sup>
- $\Phi \approx 35^\circ \div 38^\circ$
- densità relativa  $\approx 0.7 \div 0.8$
- coesione (dovuta alla cementazione)  $\approx 8 \div 10$  kN/m<sup>2</sup>
- K (coeff. di Winkler)  $\approx 8 \div 10$  daN/cm<sup>3</sup>
- permeabilità: elevata -  $k \approx 4 \cdot 10^{-3}$  m/s
- ai fini edificatori si tratta di terreni ottimi

Come già descritto nel precedente paragrafo, nella parte centrale del lotto la sequenza stratigrafica appena descritta è alterata dalla presenza di terreni di riporto. Quest'ultimi sono costituiti da ghiaie sabbiose con blocchi, ciottoli e trovanti (terreni tipo B), hanno uno spessore di circa 1 m e sono stati sistemati al di sopra dell'originario terreno vegetale (si vedano le foto relative alla trincea esplorativa n. 3).

#### **4.3- Permeabilità dei Terreni**

Secondo la bibliografia tematica (si veda la tabella a fianco), il coefficiente di permeabilità - k - dei terreni ghiaiosi dell'alta pianura è compreso fra  $10^{-4}$  m/s e  $10^{-2}$  m/s, a seconda del grado di addensamento del deposito nonché della percentuale in contenuto di matrice fine e della

$k$ (m/s)	1	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	$10^{-10}$	$10^{-11}$
GRADO DI PERMEABILITÀ	alto			medio		basso		molto basso		impermeabile		
DRENAGGIO	buono					povero			praticamente impermeabile			
TIPO DI TERRENO	ghiaia pulita		sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita			sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati			terreni impermeabili argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici			
						terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo						

- permeabilità e capacità drenante dei terreni -

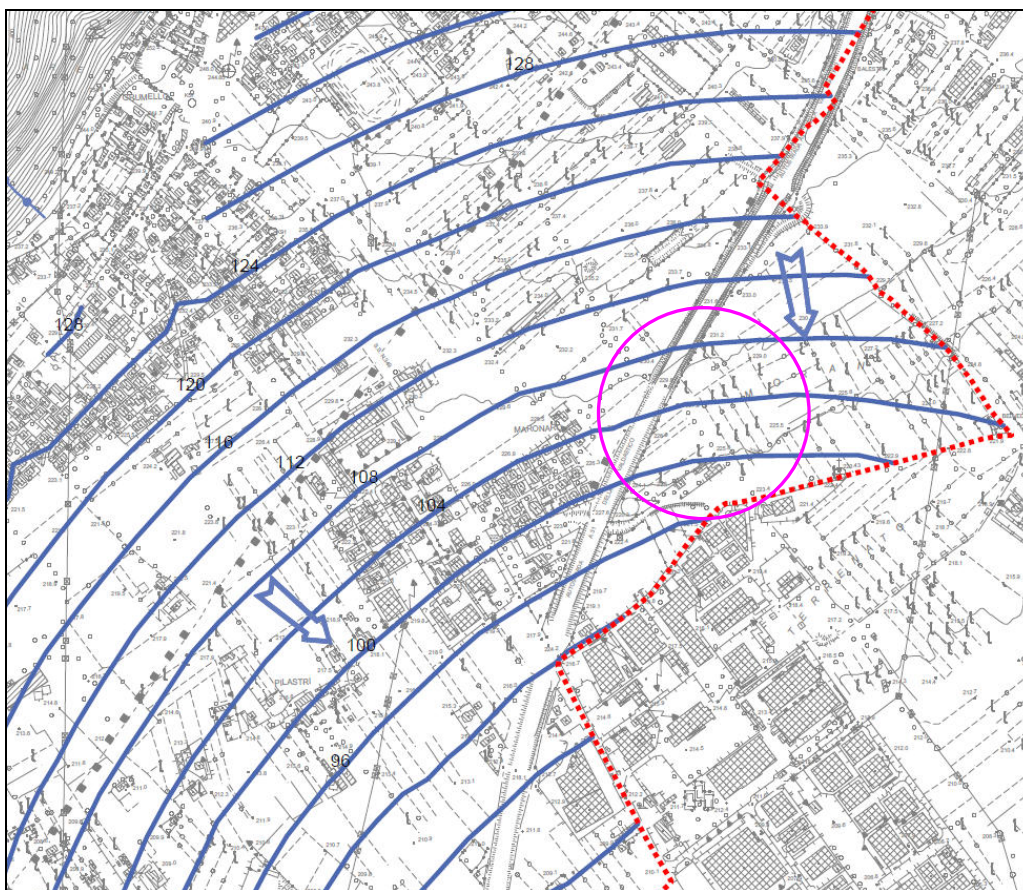
sua composizione granulometrica.

Tenuto conto dei risultati delle tomografie elettriche, di quanto osservato durante l'esecuzione delle trincee esplorative, nonché dei risultati della prova di permeabilità, si ritiene che la permeabilità dei terreni ghiaiosi più superficiali - tipo A - che si spingono fino ad una profondità di massimo -1.2 m da p.c. è pari a circa  $2 \times 10^{-4}$  m/s. Quella dei terreni sottostanti tipo B presenti a profondità maggiori di 1.2 m si può assumere pari ad almeno  $4 \times 10^{-3}$  m/s.

#### **4.4 - Assetto Idrogeologico**

Come già riportato nell'inquadramento introduttivo (e.g. § 1.4) ed indicato nella carta idrogeologica del quadro conoscitivo del PAT (di cui si allega di seguito un estratto) il sottosuolo non è interessato da acque sotterranee per una profondità di almeno alcune decine di metri da piano campagna: la falda freatica satura le alluvioni ad una profondità di circa un centinaio di metri da piano campagna.

Le variazioni stagionali del livello statico sono pari a massimo una decina di metri.



- estratto da Carta Idrogeologica del PAT -

#### **4.5- Assetto Idraulico**

La proprietà non è attraversata e non confina con compluvi e/o valli demaniali.

Secondo quanto indicato nella cartografia del PAT e del PAI, l'area si può ritenere sicura dal punto di vista idraulico.

## **5 - MODELLO SISMICO**

### **5.1 Evoluzione Normativa e Cenni di Ingegneria Sismica**

La storia della classificazione sismica Italiana comincia dopo il terribile terremoto di Reggio Calabria e Messina del 1908 (XI grado MCS) che provocò la morte di circa 80.000 persone. In seguito a questo evento ci fu un deciso impegno dello Stato a tradurre in legge le conoscenze scientifiche e tecniche sulle costruzioni sino ad allora maturate. Fu così emanato il Regio decreto n°193 [1909] nel quale è contenuta la prima classificazione sismica del territorio Italiano. Negli anni a seguire si continuò ad aggiornare la normativa tecnica ampliando la classificazione in base alle zone colpite da eventi sismici. Nel 1962 fu pubblicata la Legge n°1684, in seguito ai terremoti di Carnia (1956), Valle del Velino (1961) e Irpinia (1962) dove, per la prima volta, si prescrisse l'applicazione delle norme sismiche ai comuni "soggetti a intensi movimenti sismici" e non solo a quelli colpiti dal terremoto. In seguito ai terremoti dei Monti Nebroli (1967), della Valle del Belice (1968) e di Tuscania (1971), fu emanata la Legge n°64 [1974], che costituisce una pietra miliare nel panorama della normativa sismica poiché stabilì che la classificazione sismica dovesse procedere sulla base di comprovate motivazioni tecniche scientifiche.

La promulgazione dell'Ordinanza P.C.M. n°3274 del 20/3/2003 e successive modifiche ed integrazioni ha determinato sul panorama nazionale un grande rinnovamento sul fronte della normativa tecnica in zona sismica, rappresentata fino ad allora dai contenuti del D.M. 16 gennaio 1996. La principale novità introdotta dall'O.P.C.M. n°3274 è l'abbandono del carattere puramente prescrittivo e convenzionale che caratterizzava le norme tecniche di vecchia concezione, come il D.M. 16/01/1996, per abbracciare un'impostazione puramente prestazionale, in cui gli obiettivi della progettazione e quindi il livello di sicurezza sono esplicitamente dichiarati, a seconda della risposta sismica attesa per la struttura e il sito di costruzione, per un prefissato livello di severità dell'azione sismica.

Le attuali norme tecniche per le costruzioni (N.T.C. D.M. - 14 gennaio 2008) ereditano gran parte dei contenuti dell'O.P.C.M. n°3274 in merito alla progettazione in zone sismiche; tuttavia rispetto a quest'ultimo documento sono anche stati apportati importanti cambiamenti, di cui forse il più rilevante riguarda la definizione dell'**azione sismica**.

Per comprendere pienamente il significato della nuova normativa è necessario rifarsi al concetto di **risposta sismica locale**. Dal punto di vista strettamente fisico, per effetto di sito (risposta sismica locale) s'intende l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico, relativo ad una formazione rocciosa di base (R), subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie (S). Nel presente lavoro si sfrutterà la teoria di Nakamura che relaziona lo spettro di risposta del substrato roccioso (rapporto spettrale  $H/V = 1$ ) con quello effettivamente misurato in superficie.

Il moto sismico è amplificato in corrispondenza di determinate frequenze che corrispondono alle frequenze naturali  $f_n$  di vibrazione del deposito:

$$f_n = 1 / T_n = (V_s * (2n - 1)) / (4 * H) \quad \text{con } n = 1, 2, \dots, \quad [3.1]$$

mentre risulta ridotto di amplificazione alle frequenze elevate a causa dello smorzamento del terreno. Di particolare importanza è la prima frequenza naturale di vibrazione del deposito denominata frequenza fondamentale di risonanza:

$$f_1 = 1 / T_1 = V_s / 4H$$

E' quindi necessario porre estrema attenzione a fenomeni di "**doppia risonanza**", cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti ivi edificati in quanto le azioni sismiche su di essi sarebbero gravose.

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

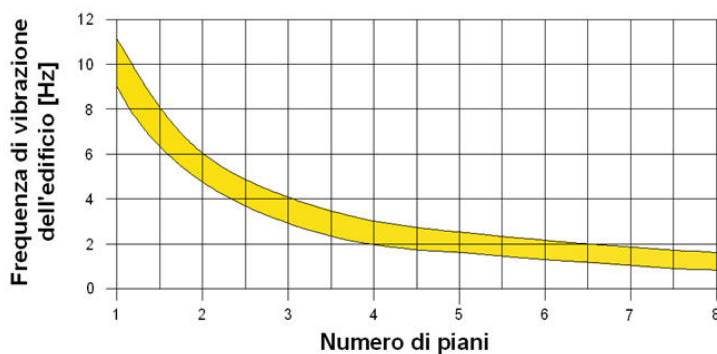
$$freq. \text{ naturale edificio} \approx 10 \text{ Hz} / \text{numero piani}$$

E' la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura:

$$freq. \text{ naturale edificio} \approx freq. \text{ fondamentale di risonanza del sito}$$



ad essere particolarmente pericolosa, poiché da luogo alla massima amplificazione e deve quindi essere oggetto di studi approfonditi.



Frequenza di vibrazione degli edifici rapportata al numero di piani.

## 5.2 – Frequenza Fondamentale del Terreno

Le misure eseguite hanno permesso di accertare che la frequenza fondamentale di risonanza del sito è pari a 5.3 Hz.

Dall'analisi della curva HV, depurata da artefatti, risulta che i rapporti H/V registrati sono tali da ipotizzare assenza di amplificazione di entità significativa del moto sismico in superficie.

## 5.3 – $a_g$ e Spettro di Risposta Elastico

La classificazione sismica nazionale - O.P.C.M. n. 3519 del 28/04/06 - suddivide il territorio nazionale in 4 zone sismiche in relazione all'accelerazione di picco attesa:

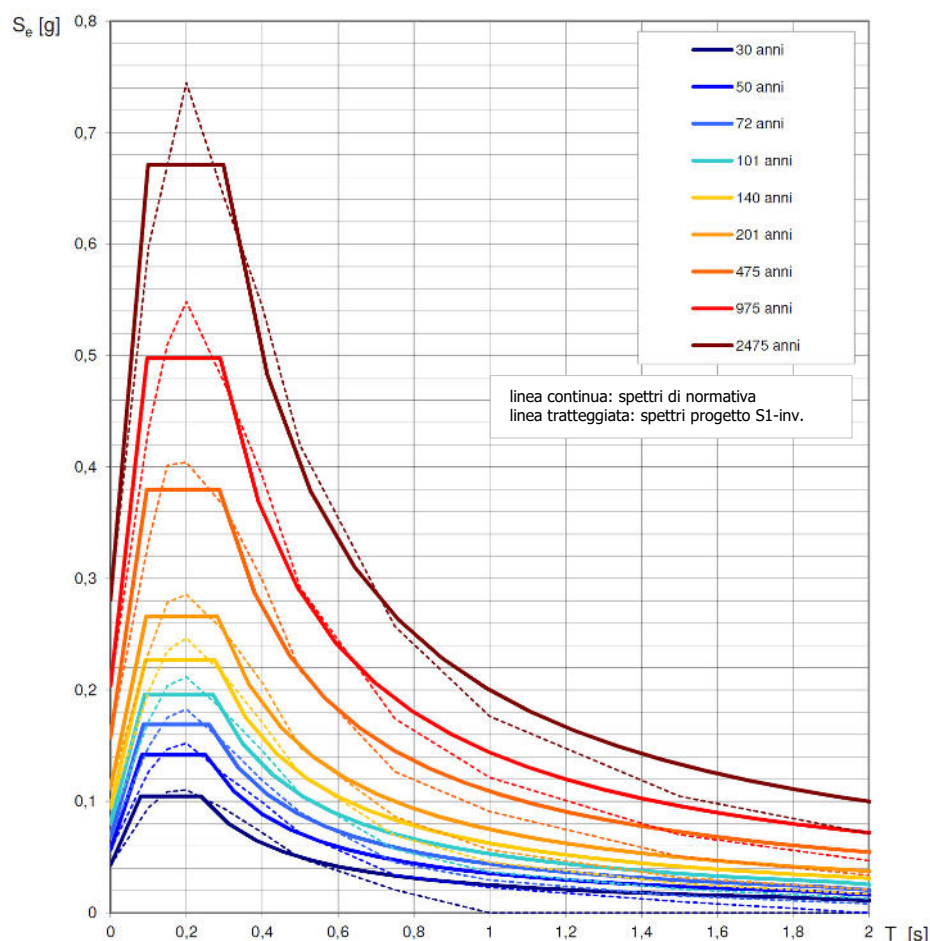
Zona sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni ( $a_g$ )
1	$a_g > 0.25$
2	$0.15 < a_g \leq 0.25$
3	$0.05 < a_g \leq 0.15$
4	$a_g \leq 0.05$

Il Comune di Piovene Rocchette ricade in zona 3.

Le NTC-2018, successivamente alla norma citata, hanno introdotto un sisma di progetto non per ogni comune, ma per ogni punto del territorio facendo riferimento a punti di ancoraggio nodali con un reticolo di 4 km di lato. Inserendo le coordinate del sito (latitudine 45.74 e longitudine 11.44) nel file excel Spettri-NTC fornito dal C.S.L.P., si ottengono gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti orizzontale e verticale delle azioni sismiche di progetto in funzione del tempo di ritorno  $T_r$  che sono riportati nella tabella a fianco.

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,043	2,456	0,238
50	0,057	2,510	0,250
72	0,069	2,465	0,260
101	0,082	2,428	0,271
140	0,096	2,391	0,277
201	0,113	2,377	0,283
475	0,159	2,413	0,288
975	0,207	2,432	0,290
2475	0,284	2,387	0,299

Segue il grafico dello spettro di risposta elastico.



## **5.2 – Categoria del Sottosuolo**

Il D.M. 17/01/2018 nella tabella 3.2.II distingue le seguenti categorie di sottosuolo:

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>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.</i>
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina 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.</i>
<b>C</b>	<i>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>
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina 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.</i>
<b>E</b>	<i>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.</i>

Dalla ricostruzione del modello geofisico emerso dal presente studio e dalle indicazioni normative si propone l'inserimento del sito d'indagine nella Categoria di Sottosuolo denominata B, così definita:

***Categoria B*** - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina 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.



## **PARTE III°**

### **6 - FONDAZIONI E CEDIMENTI**

#### **6.1.1 - Premessa Introduttiva**

Ai sensi delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" contenute nel D.M. 17/01/2018 - punto 6.2.3.1 - la verifica agli *stati limite ultimi* è una disequazione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove:

Ed: valore di progetto dell'azione, o effetto dell'azione;

Rd: valore di progetto della resistenza del terreno o del "sistema geotecnico".

Per dimensionare le fondazioni di progetto in campo statico è stato scelto l'approccio DA-2. Quest'ultimo si ritiene sia quello più indicato al caso in esame, dato che si tratta del metodo più semplice tra quelli proposti dalla normativa. Questo approccio consiste in una sola verifica, nella quale la fattorizzazione delle Azioni è la seguente:

$$A1 + M1 + R3$$

A1: ai carichi si applicano i coefficienti moltiplicativi  $\gamma_F$  ( $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ ) di tabella 6.2.I;

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{ca}$

M1: ai parametri geotecnici caratteristici si applicano i coefficienti riduttivi  $\gamma_M$ , in questo caso tutti pari all'unità, come indicato nella tabella 6.2.II:

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_V$	$\gamma_V$	1,0	1,0

R3: al risultato della verifica si applica il coefficiente riduttivo  $1/\gamma_R$  con  $\gamma_R = 2.3$  se SL è la capacità portante,  $\gamma_R = 1.1$  se SL è lo scorrimento, come indicato tabella 6.4.I:

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

#### **6.1.2 - Tipologia di Fondazioni**

Considerati l'assetto geologico, le caratteristiche geotecniche del sottosuolo, nonché la natura dell'intervento di progetto, si potranno adottare normali fondazioni di tipo superficiale.

### **6.1.3 - Valori Caratteristici $X_k$ e Valori di Progetto $X_d$**

Dall'osservazione degli elaborati di progetto, tenuto conto del locale assetto plano-altimetrico, della quota del piano di calpestio del nuovo immobile, nonché dell'assetto geotecnico locale descritto nel § 4.2, si evince che le fondazioni dei plinti del capannone prefabbricato interesseranno i terreni addensati tipo B, mentre, quelle della palazzina uffici poggeranno sui terreni moderatamente addensati più superficiali tipo A.

Essendo comunque entrambe di natura granulare, le caratteristiche geotecniche che condizionano lo stato limite in esame, ossia la capacità portante, sono l'angolo d'attrito  $\Phi$  ed il peso di volume  $\gamma$ .

Dato che il valore caratteristico deve essere una *stima ragionata e cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite*, in terreni di questo tipo, basandosi sui dati a disposizione e su quanto suggerito dalla bibliografia tematica, sono stati individuati i seguenti due set di valori:

fondazioni capannone su plinti:

- $\Phi_k = 34^\circ$
- $\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^3$

fondazioni continue palazzina uffici:

- $\Phi_k = 32^\circ$
- $\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^3$

I *valori di progetto  $X_d$*  sono i valori delle caratteristiche geotecniche che influenzano l'insorgere dello stato limite da utilizzare nelle verifiche. Si ricavano a partire dai valori caratteristici  $X_k$ , ai quali viene applicato un fattore riduttivo  $\gamma_M$  (coefficiente di sicurezza parziale), tabellato nelle NTC, che può assumere valori diversi (si veda la tabella 6.2.II riportata nel § 6.1.1).

Nel caso in esame, essendo stato utilizzato l'approccio 2, i coefficienti  $\gamma_M$  sono pari all'unità, ossia:  $X_d = X_k$ .

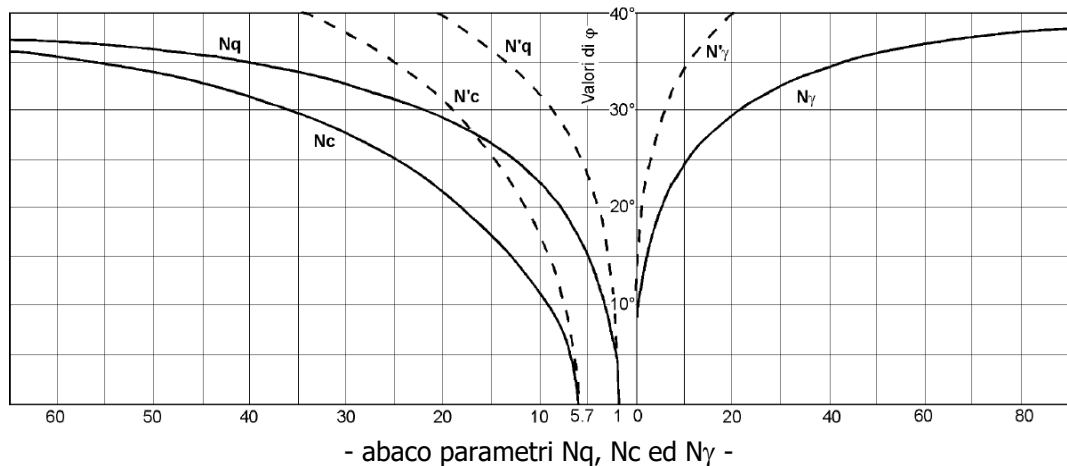
### **6.1.3 - Calcolo di $R_d$**

Per il calcolo di  $R_d$  è stata utilizzata la formula di Terzaghi per fondazioni superficiali che si basa sulla teoria della plasticità ed adotta per il terreno il criterio di rottura Mohr-Coulomb:

$$R_d (\text{carico limite}) = (1 + 0.2B/L) c N_c + \gamma D N_q + (1 - 0.2B/L) \gamma B N_\gamma.$$

dove:

- |  |  |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"><li>• <math>c</math> = coesione</li><li>• <math>B</math> = larghezza fondazione</li><li>• <math>D</math> = profondità fondazione</li><li>• <math>L</math> = lunghezza fondazione</li></ul> | <ul style="list-style-type: none"><li>• <math>\gamma</math> = peso di volume</li><li>• <math>N_c</math> <math>N_q</math> <math>N_\gamma</math> coefficienti adimensionali funzione di <math>\Phi</math> (angolo d'attrito) ricavati dal grafico sotto riportato.</li></ul> |
|--|--|



### **6.1.3.1 - Fondazioni capannone su plinti**

Trattandosi di fondazioni isolate con base quadrata; la formula diventa:

$$R_d (\text{carico limite}) = 1.2 c N_c + \gamma D N_q + 0.4 B N_\gamma.$$

Poichè i terreni interessati sono di natura granulare, il primo termine della relazione, essendo legato alla coesione, si annulla; la relazione diventa pertanto:

$$R_d (\text{carico limite}) = \gamma D N_q + 0.4 B N_\gamma.$$

Adottando l'angolo di attrito di disegno -  $\Phi_d$  - pari a di  $34^\circ$  si ricava che:  $N_q = 35$  e  $N_\gamma = 39$ . In questo caso, se:  $D = 1.5$  m rispetto alla quota di calpestio del capannone;  $B = 2.0$  m;  $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup>. Risulta un carico limite -  $R_d$  - pari a 976 kN/m<sup>2</sup>.

Poiché è stato utilizzato l'approccio 2, il carico limite sopra riportato viene ridotto applicando un coefficiente  $\gamma_R = 2.3$  e si ottiene:

$$R_d \approx 420 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore dovrà essere  $\geq E_d$ , i carichi di progetto.

### **6.1.3.2 - Fondazioni palazzina uffici**

Trattandosi di terreni granulari, il primo termine della relazione sopra riportata, essendo legato alla coesione, si annulla, la relazione per una fondazione di tipo continuo diventa:

$$q_d (\text{carico limite}) = \gamma D N_q + (1 - 0.2B/L) \gamma B N_\gamma.$$

Adottando l'angolo di attrito di disegno -  $\Phi_d$  - pari a  $32^\circ$ , si ricava che:  $N_q = 25$  e  $N_\gamma = 22$ ; se:  $D \geq -0.6$  m rispetto al piano campagna attuale;  $B \geq 0.6$  m,  $L =$  variabile;  $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup>, risulta un carico limite -  $R_d$  - pari a circa 508 kN/m<sup>2</sup>.

Poiché è stato utilizzato l'approccio 2, il carico limite sopra riportato viene ridotto applicando il coefficiente  $\gamma_R = 2.3$  e, pertanto, si ottiene per una fondazione di tipo continuo:

$$R_d \approx 220 \text{ kN/m}^2$$

Questo valore dovrà essere  $\geq E_d$ .



## **6.2 - Cedimenti**

### **6.2.1 Premessa Introduttiva**

I cedimenti sono dovuti alla deformazione elastica e plastica del terreno e, in terreni poco permeabili (terreni coesivi: argille e limi), al consolidamento, ossia al fenomeno di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno nel caso di un aumento della pressione cui sono sottoposti.

Il cedimento totale  $S$  è dato dalla somma di tre fattori:

$$S_{\text{tot}} = S_{\text{el}} + S_{\text{con}} + S_{\text{sec}}$$

Dove:

$S_{\text{el}}$  : cedimento elastico, immediato dovuto alla deformazione iniziale del terreno caricato senza variazione di volume; è tipico dei terreni granulari, è trascurabile nei terreni coesivi.

$S_{\text{con}}$ : cedimento di consolidazione, dovuto alla variazione di volume del terreno saturo in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è tipico dei terreni coesivi poco permeabili ed assente in quelli granulari.

$S_{\text{sec}}$ : cedimento secondario dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro del terreno ed è principalmente imputabile alla presenza della frazione organica.

Secondo le NTC08, per il calcolo dei cedimenti in regime statico si deve fare riferimento agli SLE – Stati Limite di Esercizio: il cedimento di progetto deve essere minore di una determinata soglia critica pregiudizievole alla funzionalità della struttura. Tale soglia viene fissata dal progettista di concerto con il committente.

Si utilizzano le combinazioni di carichi agli SLE, diverse dalle combinazioni agli SLU. Anche in questo caso deve essere verificata la seguente disuguaglianza:  $E_d \leq C_d$

Il carico di progetto -  $E_d$  - deve essere uguale o minore del carico -  $C_d$  - che causerà verosimilmente un cedimento -  $S_d$  - corrispondente alla soglia massima tollerabile -  $S_c$ .

L'EC7 del 2003 fissa i valori di cedimento massimi a seconda del tipo di fondazione e di struttura in elevazione:

#### **EC7, 2003 (Allegato H)**

$\rho_{\text{max}} = 50 \text{ mm}$  per fondazioni isolate  
 $(1/2000) < \beta_{\text{max}} < (1/300) \rightarrow \text{SLD}$

#### **EC1, 1994 (all'interno del testo) per SLD <sup>1</sup>**

$\rho_{\text{max}} = 25 \text{ mm}$  per fondazioni isolate  
 $\rho_{\text{max}} = 50 \text{ mm}$  per fondazioni a piastra

#### **EC7, 2003 (all'interno del testo)**

$\delta_{\text{pmax}} = 20 \text{ mm}$  per fondazioni isolate  
 $\delta_{\text{pmax}} = 10 \text{ mm}$  per fondazioni a reticolo  
 $\delta_{\text{pmax}} < 50\% \rho$  per fondazioni a reticolo  
 $\delta_{\text{pmax}} = 20 \text{ mm}$  per telai aperti  
 $\delta_{\text{pmax}} = 10 \text{ mm}$  per telai con tramezzi flessibili  
 $\delta_{\text{pmax}} = 5 \text{ mm}$  per telai con tramezzi rigidi

Con la nuova normativa il calcolo dei cedimenti diventa più importante, dato che i diversi approcci consentono di assumere valori di  $R_d$  maggiori rispetto a quanto poteva succedere con la normativa precedente. Nel caso in esame, tuttavia, essendo stato utilizzato l'approccio DA2, nel quale è presente un coefficiente di sicurezza pari a 2.3 (non molto diverso dal fattore 3 che permetteva di calcolare il carico ammissibile), l' $R_d$  che si ottiene raggiunge valori maggiori di quanto poteva avvenire in precedenza, ma senza discostarsi a tal punto da poter causare cedimenti assimilabili a quelli corrispondenti alla massima soglia tollerabile  $S_c$ .

### **6.2.2 Stima dei Cedimenti**

Anche se il modello geotecnico a disposizione non consente di calcolare in modo preciso i cedimenti, da esperienze acquisite in terreni simili, si ritiene che, se si adotteranno la tipologia di fondazioni indicata nel precedente paragrafo, non si potranno verificare cedimenti di entità significativa (ossia pari a non più di qualche millimetro) grazie alle buone caratteristiche geotecniche dei terreni presenti. Quest'ultimi, infatti, sono dotati di compressibilità ridotta e di una notevole capacità di ripartizione dei carichi.

## **7 - LIQUEFAZIONE**

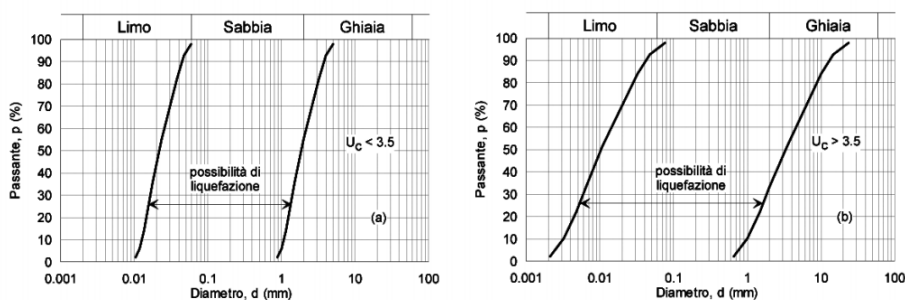
### **7.1 - Premessa Introduttiva**

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. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

Secondo la normativa vigente, 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 figura di seguito allegata a sinistra, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$ , e in figura a destra nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .



- Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione -

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

### **7.2 - Esclusione della Verifica a Liquefazione**

Nel caso in esame non è necessario procedere con la verifica in quanto l'area in esame soddisfa le condizioni 2 e 4.

## **8 - SCAVI**

### **8.1 - Premessa Introduttiva**

Secondo la teoria di Rankine della spinta attiva delle terre contro muri di contenimento, la pressione totale su di un muro di altezza  $H$  si annulla quando è soddisfatta la seguente equazione:

$$H = H_c = 4 c / \gamma N_\phi^{1/2}$$

che per terreni coesivi (dove  $\Phi=0$  e quindi  $N_\phi=1$ ) diventa:

$$H_c = 4 c / \gamma$$

Pertanto, se l'altezza dello sbancamento verticale è minore di  $H_c$ , la sollecitazione normale sulla superficie verticale di un terreno privo di supporto è nulla. Per tale ragione la profondità maggiore cui è possibile scavare senza supporto laterale è leggermente minore di  $H_c$ .

I valori di  $H_c$  per terreni argillosi sono funzione della coesione e del peso di volume. Per terreni molli non si possono superare valori di 2.5 m di altezza, per terreni da poco a moderatamente consistenti si passa da 2 a 5 m, per terreni consistenti si possono raggiungere anche i 5÷10 m; per quest'ultimi, però, essendo presente una certa fessurazione, l'altezza critica  $H_c$ , si riduce a 3 m. Per quanto riguarda i terreni sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi caratterizzati dalla presenza di una matrice fine coesiva,  $H_c$  è generalmente compreso fra 3 e 4.5 m, ma può essere anche molto maggiore.

In realtà quando le pareti verticali di una trincea sono completamente prive di sostegno, è probabile che alcune ore, o alcuni giorni dopo lo scavo, appaiono sulla superficie del terreno circostante delle fessurazioni. Questo fenomeno riduce notevolmente l'altezza critica e può essere in parte superato conferendo alla scarpata un angolo dalla verticale, che può oscillare fra 15° e 25°, a seconda dei terreni presenti e dell'altezza dello scavo.

Le valutazioni sopra riportate, tratte dal testo Geotecnica – Terzaghi Peck, valgono per terreni coesivi, ma anche per terreni granulari, nei quali sia presente una matrice fine e/o una coesione per cementazione.

### **8.2 - Scavi in Progetto**

Per quanto riguarda i lavori di esecuzione dell'intervento di progetto, sarà necessario eseguire scavi con una altezza massima pari a non più di 2.0 m.

I fronti si manterranno stabili senza predisporre opere di sostegno provvisori: come descritto nel precedente paragrafo, le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti permettono a scavi con altezze quali quelli in esame di mantenersi stabili a breve termine anche sulla verticale per altezze anche maggiori di quella sopra indicata.

A titolo precauzionale si ritiene tuttavia necessario conferire al fronte di scavo una inclinazione pari almeno a 25° dalla verticale.

Inoltre, si deve evitare di sistemare carichi per una distanza di almeno 1.5 m dal ciglio dello scavo.

## **9 - GESTIONE ACQUE METEORICHE E SOTTERRANEE**

### **9.1 - Meteoriche**

L'infiltrazione nel sottosuolo delle acque meteoriche attraverso pozzi disperdenti sarà possibile dato che il sottosuolo è costituito da depositi con una elevata permeabilità e non sono presenti acque sotterranee a debole profondità.

### **9.2 - Sotterranee**

Non sono presenti acque sotterranee che possano interferire con i lavori e le opere previste dall'intervento in oggetto: le variazioni stagionali del livello statico della falda



sono pari a massimo una decina di metri, di entità tale da non interferire con le profondità di interesse raggiunte dai manufatti di progetto.

Schio, li 27/11/2018

Bertolin Andrea – *geologo*

