

STUDIO DI GEOLOGIA, GEOTECNICA

GEOFISICA, IDROGEOLOGIA E AMBIENTE

DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO



**COMUNE DI  
COLOGNOLA AI COLLI  
PROVINCIA DI VERONA**



**COMMITTENTE:  
PINGELLI FRANCESCA**

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA  
PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN  
FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**

L'AUTORE SI RISERVA LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO AI SENSI DI LEGGE, CON DIVIETO DI RIPRODURLO IN OGNI SUA PARTE E COMUNQUE RENDERLO NOTO A TERZI SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE

**DATA: MARZO 2020**

**IL TECNICO**

  
ORDINE DEI GEOLOGI  
Dr. Geol.  
MATTEO  
SCALZOTTO  
N° 652  
REGIONE DEL VENETO

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO  
DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)  
Tel. 3382727007

Web: [www.alpogeo.it](http://www.alpogeo.it) - [www.alpogeo.com](http://www.alpogeo.com) mail: [info@alpogeo.it](mailto:info@alpogeo.it) - [studiogeologia.sf@libero.it](mailto:studiogeologia.sf@libero.it)



## **COMUNE DI COLOGNOLA AI COLLI**

### **PROVINCIA DI VERONA**

#### **RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**

- 1. INTRODUZIONE**
- 2. RELAZIONE GEOLOGICA**
- 3. RELAZIONE GEOTECNICA**
- 4. RELAZIONE IDROGEOLOGICA**
  - **Smaltimento acque nere**
  - **Dimensionamento vasca irrigazione**
- 5. CONCLUSIONI**

### **1. INTRODUZIONE**

Su incarico della Sig.ra Pingelli Francesca lo scrivente ha esaminato l'area interessata dal progetto per la ristrutturazione con demolizione e ricostruzione di un fabbricato unifamiliare in loc. Tende.

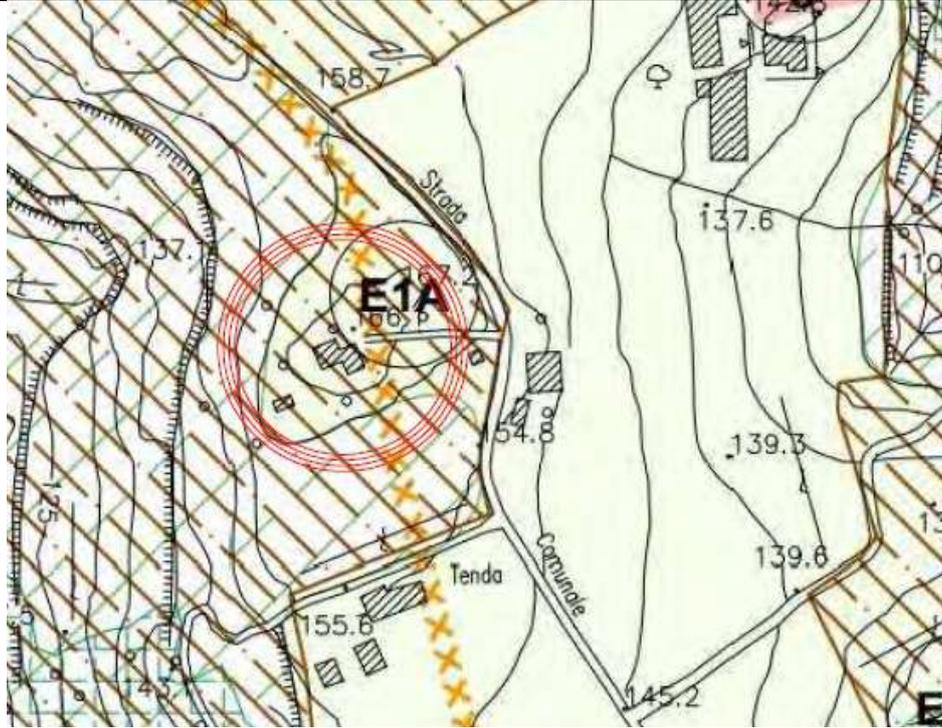
Al fine di fornire un'adeguata caratterizzazione geologico-tecnica ed idrogeologica dei terreni interessati sono state eseguite le seguenti indagini:

- utilizzo di informazioni bibliografiche sull'area;
- un rilievo geologico di superficie al fine di identificare le litologie affioranti e la morfologia del territorio;
- n. 3 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) spinte fino al rifiuto strumentale;
- n° 1 prospezione sismica passiva a stazione singola HVSR per la determinazione della categoria sismica del suolo di fondazione e per l'individuazione della frequenza di risonanza del sito.

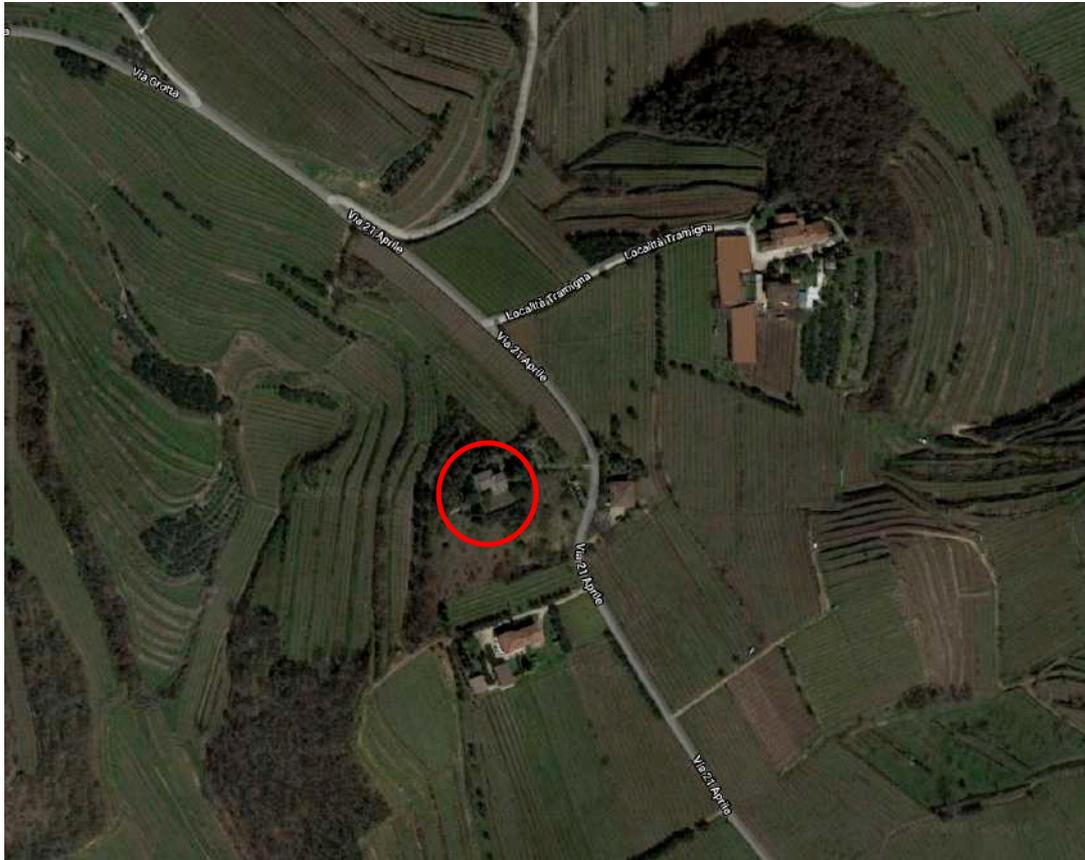
Tali indagini sono altresì necessarie per ottemperare al D.M. 17.01.2018 e alle N.T.A. del P.A.T.I. di Lavagno, Caldiero, Belfiore e Colognola ai Colli e alle NTA del Piano di Tutela delle Acque per lo smaltimento delle acque reflue in una zona non servita da fognatura pubblica.

L'area in esame è ubicata nella zona collinare a nord-ovest della frazione di San Vittore ad una quota di 166 m circa s.l.m.m. Per l'ubicazione si fa riferimento alla Carta del Piano degli Interventi.

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**



*Estratto della carta del piano degli interventi; in rosso il sito in esame*

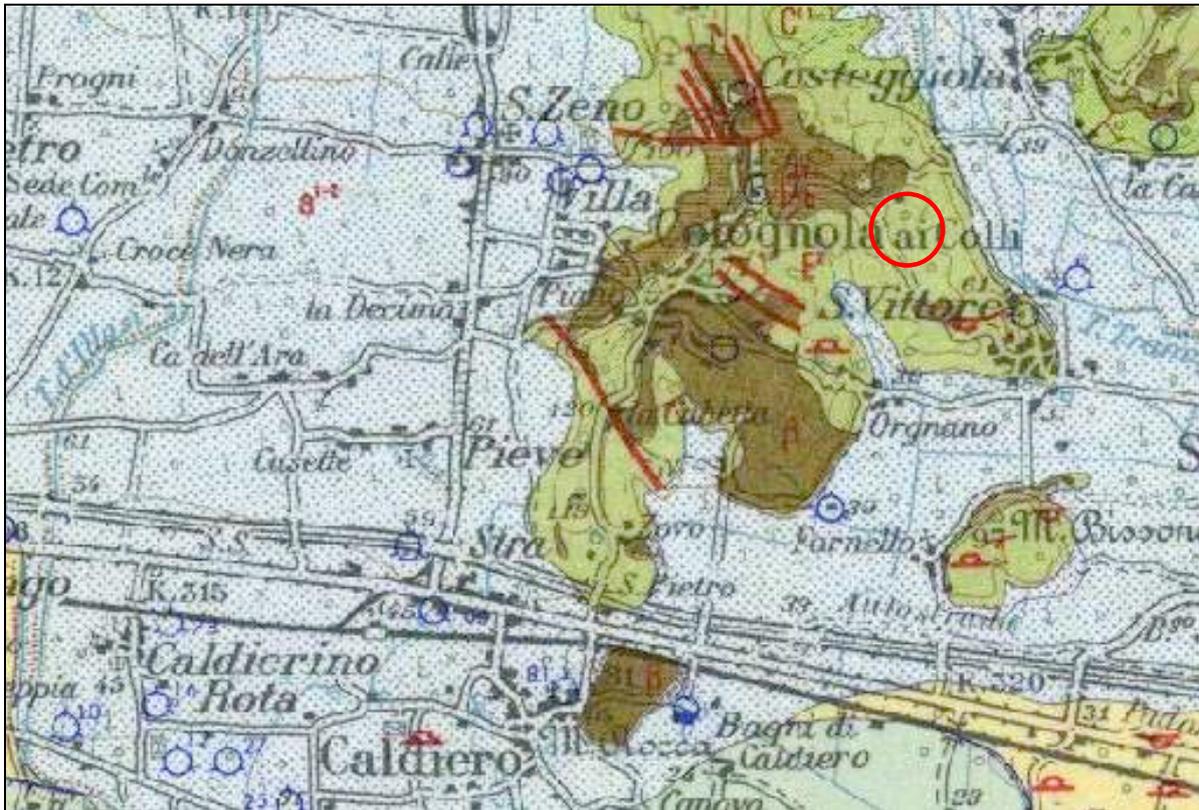


*Localizzazione del sito in esame su immagine satellitare (fonte: Google Maps)*

## 2. RELAZIONE GEOLOGICA

**Geologia:** L'area in esame si trova nella parte terminale della dorsale che divide la Val d'Illasi dalla Val Tramigna. Questa zona collinare è caratterizzata dalla presenza di aree di denudazione con rocce affioranti e subaffioranti ed aree a copertura di materiali sciolti costituiti da detrito di versante e accumuli di blocchi eterometrici. La zona indagata è caratterizzata dalla presenza delle calcareniti nummulitiche e marne eoceniche affioranti, ricoperte da scarsi spessori di suolo. Si tratta per lo più di calcari di colore bianco giallastro talora a stratificazione maldistinta. Questa litologia si trova in eteropia alle vulcaniti eoceniche e in tal caso assume una composizione più marnosa e ricca di prodotti tufacei. In particolare il terreno su cui insisterà l'opera in progetto è caratterizzato da depositi colluviali originatisi dall'alterazione delle vulcaniti, che possono raggiungere qualche metro di spessore.

Nell'area in esame al di sotto della coltre di alterazione detritico-argillosa di spessore esiguo (decine di centimetri) che sovrasta le calcareniti marnose con stratificazione maldistinta.

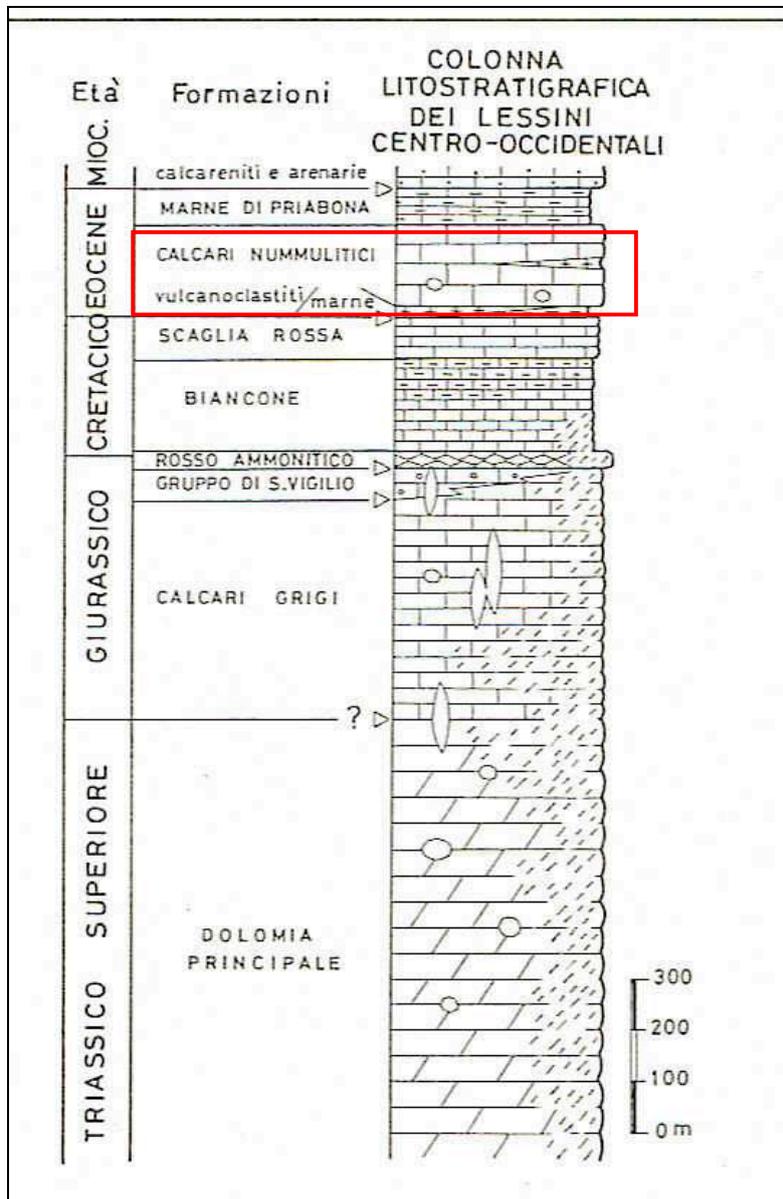


*Estratto della Carta Geologica d'Italia (Foglio 49 "Verona"), in rosso l'area indagata*

Dal punto di vista strutturale la fascia collinare prospiciente alla pianura veronese è sede di deformazione tettonica costituita da una serie di faglie dirette, tra loro parallele, di direzione NNO-SSE ed E-O disposte a gradinata, che tendono a ribassare le zolle rocciose che si affacciano sulla pianura. Tali faglie disposte in corrispondenza delle valli interne del rilievo collinare sembra che presentino anche una componente trascorrente sinistrorsa in analogia al sistema tettonico-strutturale di Schio-Vicenza.

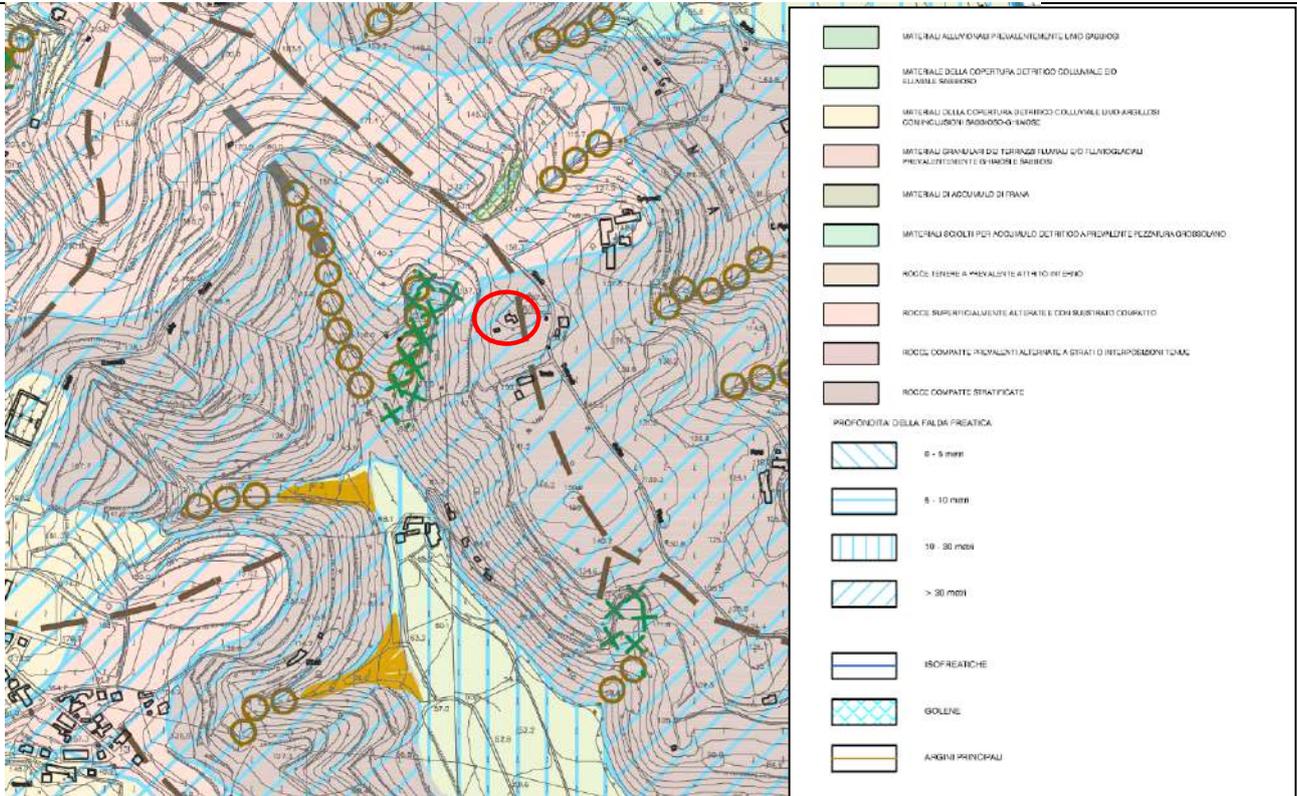
**Litotipi affioranti:** i litotipi affioranti principali presso il settore di valle in oggetto fanno parte della parte apicale della serie stratigrafica dei Lessini centro-occidentali, ed è rappresentata dai seguenti termini:

- **Calcareniti nummulitiche e marne (Eocene medio-inferiore):** si tratta di calcari di colore bianco giallastro a stratificazione indistinta molto spesso in eteropia con le vulcaniti;
- **Vulcaniti:** costituite da breccie d'esplosione, ialoclastiti e basalto (Paleogene): sono rocce vulcaniche effusive a chimismo basico che riempiono gli antichi camini vulcanici o che costituiscono ampi e potenti espandimenti lavici di ambiente subacqueo;
- **Depositi colluviali (Quaternario):** sono materiali detritici, sia eluviali che colluviali, a granulometria da fine a media, che possono raggiungere qualche metro di spessore.



*Colonna litostratigrafia dei Lessini Centro-occidentali*

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**



Estratto della TAV. 7 del P.A.T.I.; in rosso l'area in esame



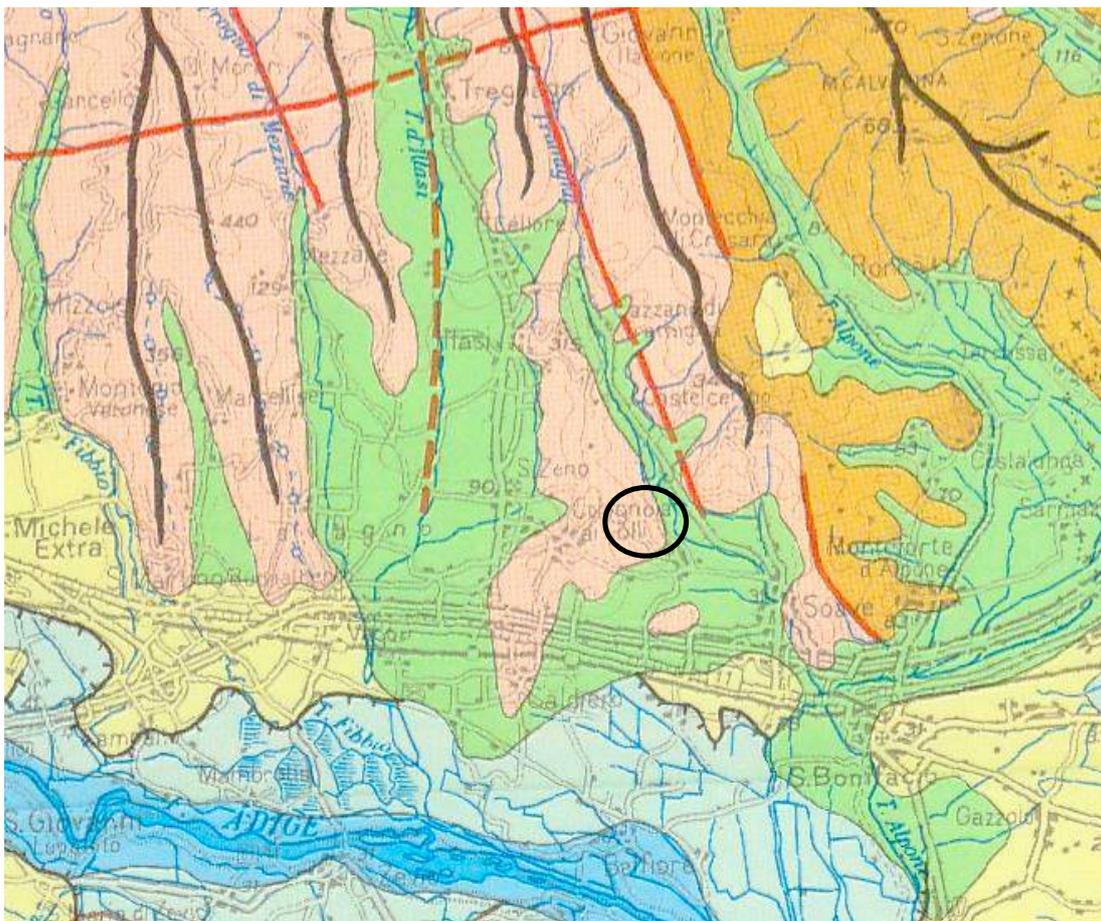
Affioramento del substrato roccioso presso l'area in esame

**Geomorfologia:** La morfologia dell'area collinare di Colognola ai Colli è strettamente legata ai litotipi affioranti con morfologie subpianeggianti in presenza dei calcari carsificabili a giacitura suborizzontale dell'Eocene e morfologie più nette in presenza della Scaglia Rossa, del Biancone e del Basalto.

Le forme rilevate sul territorio collinare possono essere attribuite principalmente ai fenomeni dell'erosione idrica in senso stretto e subordinatamente ai fenomeni gravitativi. All'origine di tali morfologie si invocano comunque manifestazioni neotettoniche rappresentate da faglie e fratture con direzione NNO-SSE e ENE-OSO, che determinano superfici di minor resistenza agli agenti erosivi. Per quanto riguarda l'erosione idrica si può notare una ritmica sequenza delle valli con direzione NNO-SSE generalmente parallele all'asse della Val Tramigna. Parallele alle direzioni di queste valli vi sono linee di faglia, che rappresentano le manifestazioni tettoniche a cui si può collegare la genesi delle valli stesse.

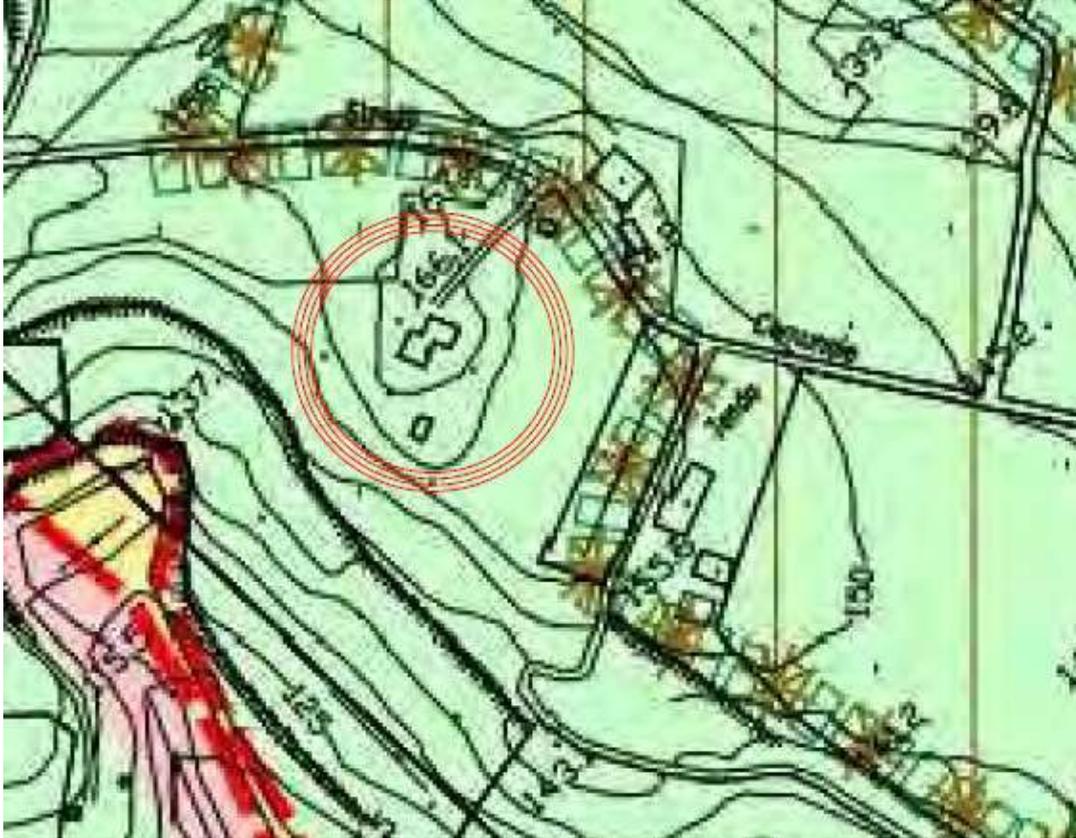
Molto spesso in corrispondenza dei depositi colluviali sono presenti movimenti gravitativi di creep, che interessano i primi metri di terreno e si manifestano con la deformazione e sfondamento dei muri a secco e in calcestruzzo.

L'attività antropica è ben visibile nella zona collinare, visto il terrazzamento sistematico dei fianchi vallivi della dorsale.



*Estratto della Carta Geomorfologica del Veneto (1987); in nero l'area indagata*

Il sito in esame non risulta rientrare in aree a pericolosità di frana dal P.A.I. dell'Adige ed è classificato nella carta delle fragilità del PATI come area idonea ai fini edificatori.

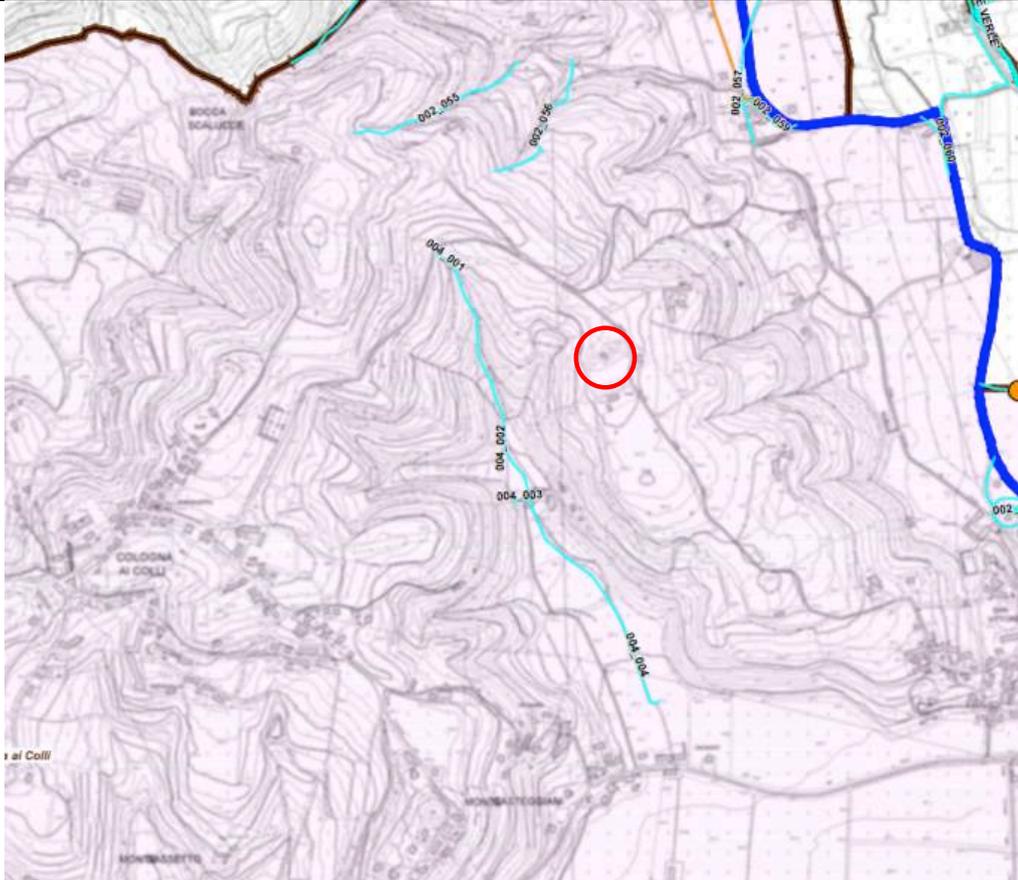


*Estratto della Carta delle fragilità del PATI; in rosso l'area in esame*

**Idrologia:** l'area collinare di Colognola ai Colli è segnata da vallecole con evidenti tracce di erosione incanalata ma con portata d'acqua temporanea o assente. Si tratta di un elemento in relazione, da una parte con la diffusa presenza di rocce carsificabili, che causano l'infiltrazione delle acque meteoriche e, dall'altra, con l'evoluzione geologica dell'area. La Val d'Ilasi e del Tramigna analogamente alle altre vallate lessinee sono caratterizzate dalla presenza di un corso d'acqua a regime torrentizio, alimentato dal bacino imbrifero montano compreso tra le dorsali.

Il sito non rientra nelle aree classificate a pericolosità idraulica dal P.A.I. dell'Adige.

Il sito in esame si trova su di una piccola dorsale che separa due incisioni vallive, le quali drenano le acque del versante e scaricano su altri scoli secondari che confluiscono nel fondovalle.



*Estratto dalla carta idrografica del Consorzio Alta Pianura Veneta; in rosso l'area in esame*

**Idrogeologia:** le condizioni idrogeologiche dell'area in esame sono legate alla permeabilità presenti nel sottosuolo, all'assetto stratigrafico ed alla morfologia locale.

I calcari nummulitici che caratterizzano la dorsale sono interessati da importanti fenomeni carsici che determinano una circolazione di tipo verticale. In alcune aree di limitate estensioni livelli di vulcaniti determinano orizzonti di trattenuta delle acque da cui fuoriescono alcune sorgenti di potenzialità idrica modesta.

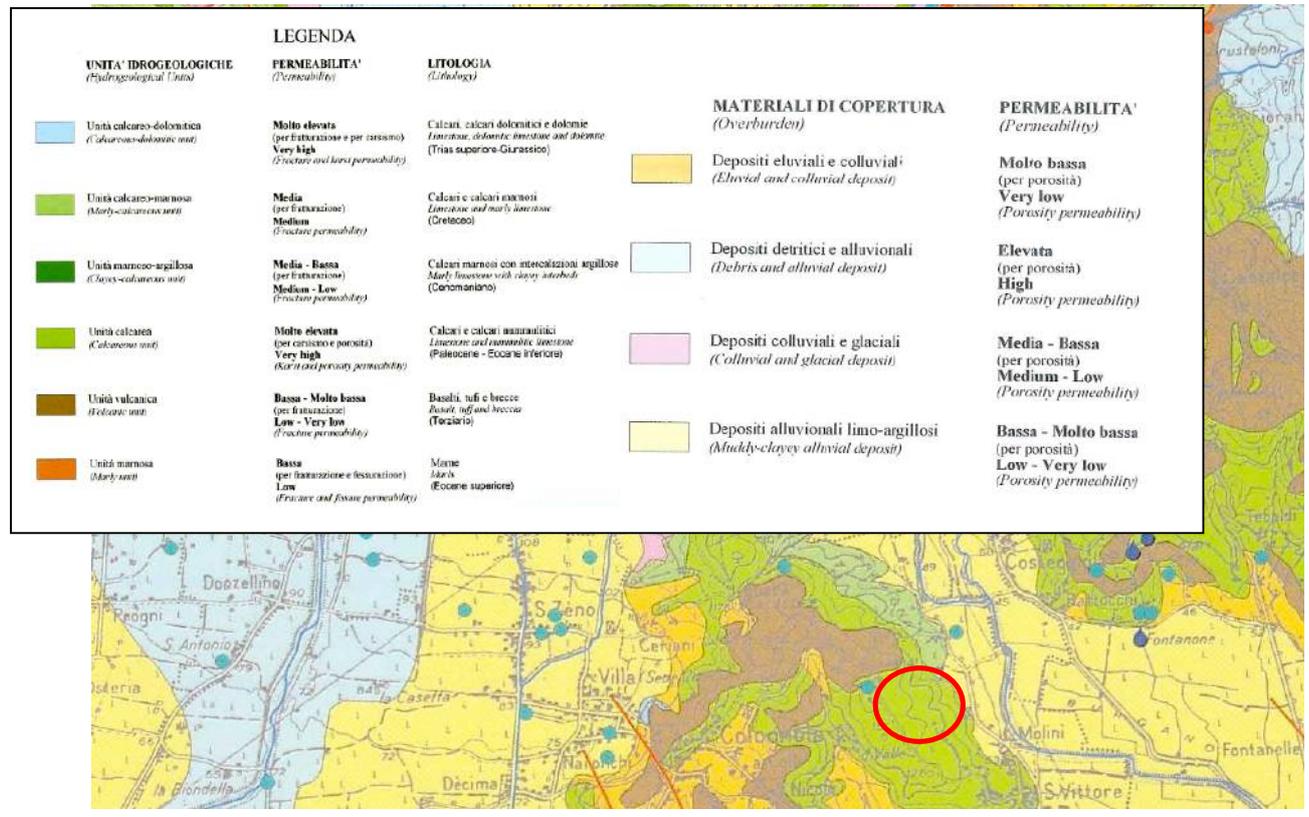
Come si evince dalla Tav. 7 del PATI l'area è caratterizzata dal substrato roccioso che presenta falde a profondità superiori ai 30 metri.

Osservando la Carta Idrogeologica dei Monti Lessini (Ottobre 2006), entro il territorio in esame sono presenti le seguenti unità idrogeologiche in funzione del grado di permeabilità e della potenzialità idraulica:

- Calcare della Scaglia rossa e del Biancone: mentre nella parte più a nord presenta le caratteristiche di un serbatoio per la diffusa fessurazione, nella parte a sud i più frequenti livelli argillosi provocano l'affioramento di numerose sorgenti. Complessivamente si hanno dalle 15 alle 20 sorgenti con portate largamente inferiori ad 1 l/s e pertanto la potenzialità idrica è discreta;

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**

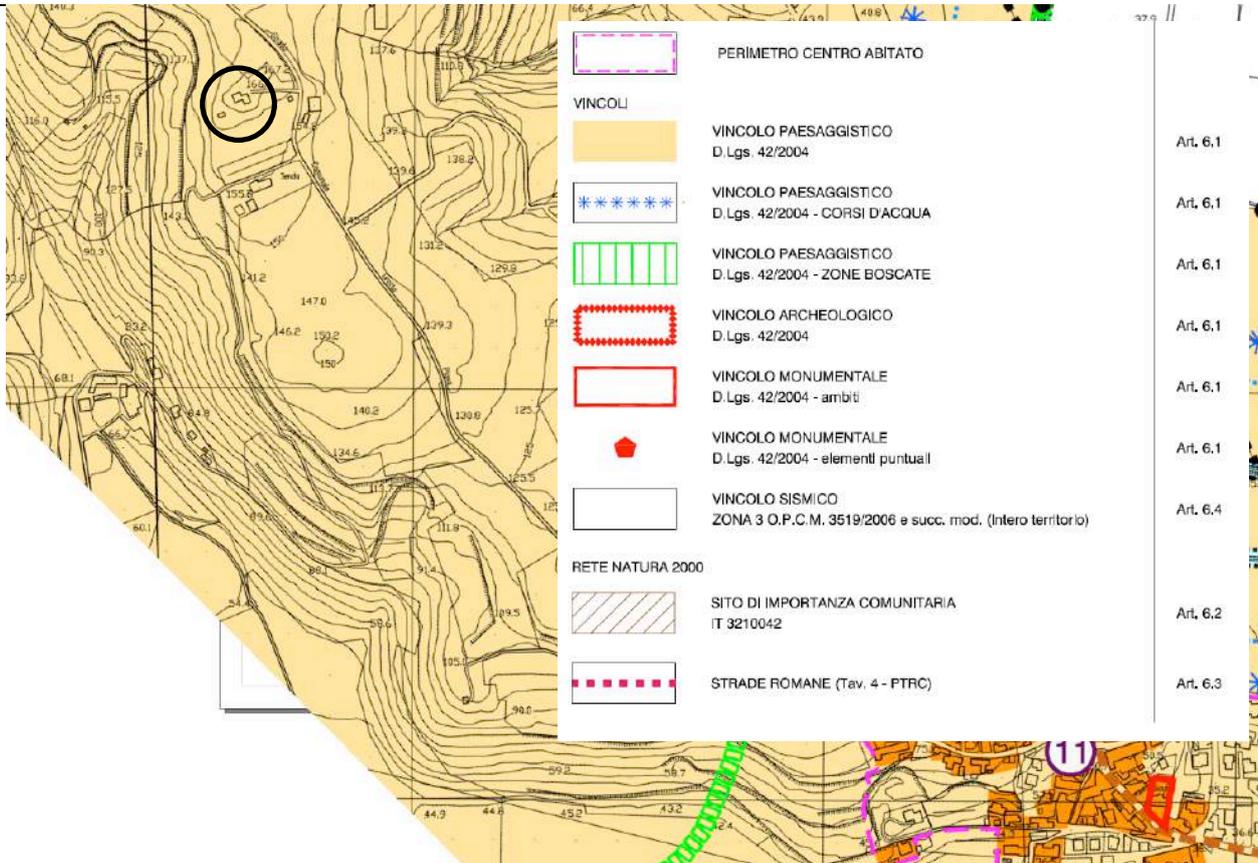
- Calcare nummulitico e hard-ground paleocenico: interessato da fenomeni carsici, è presente una modesta circolazione verticale ed in alcuni punti alcuni affioramenti di sorgenti. La potenzialità idrica è molto modesta;
- Depositi quaternari di detrito di versante, blocchi eterometrici e frane attive: permeabilità generalmente elevata e connessa alle locali condizioni granulometriche dei depositi. La potenzialità idrica è modesta a causa della ridotta estensione areale, del limitato spessore dei depositi e dell'acclività dei versanti;
- Alluvioni quaternarie di fondovalle: permeabilità ridotta a causa dell'elevata percentuale di sedimenti a granulometria fine.



Estratto dalla Carta Idrogeologica dei Monti Lessini (Regione Veneto, 2006)

Osservando la Carta dei Vincoli invece, l'area indagata ricade in zona a vincolo paesaggistico (art. 6.1 delle N.T.A.).

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**



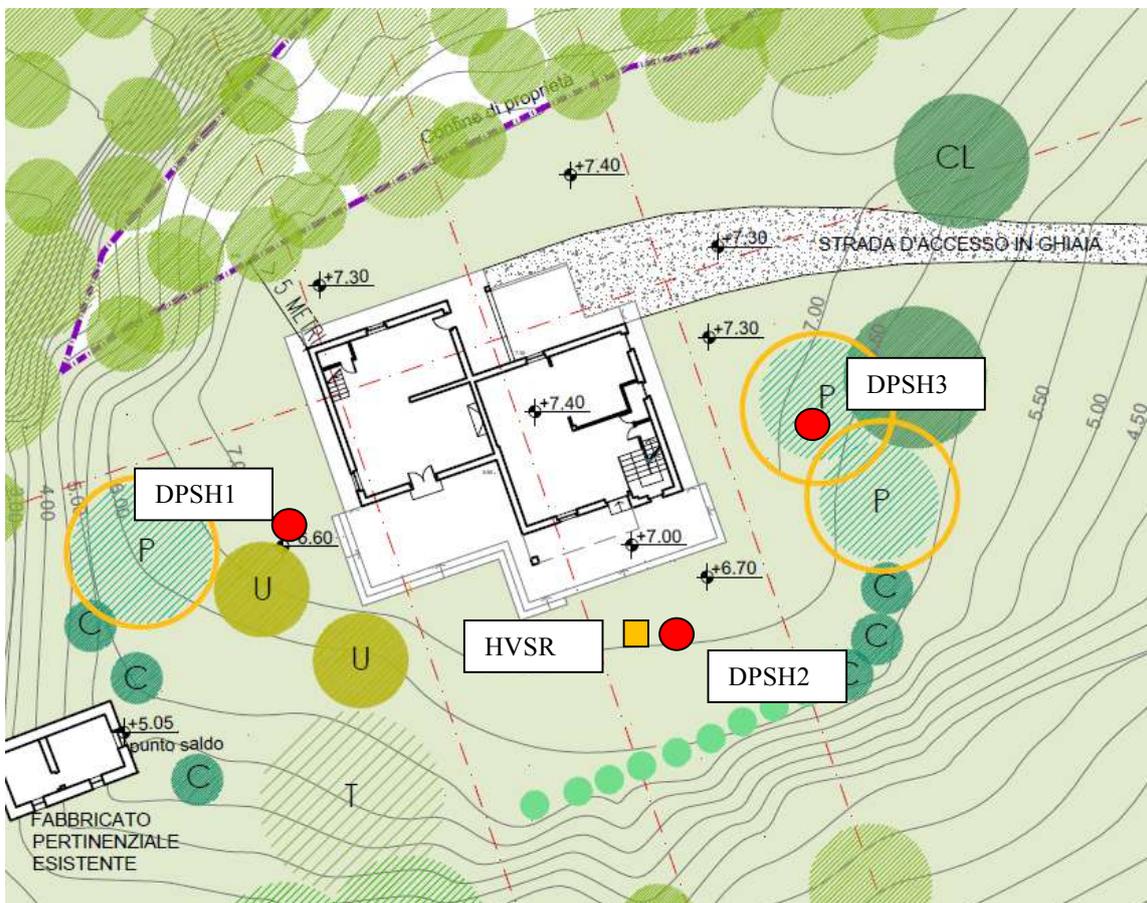
*Estratto dalla Carta dei Vincoli del PATI di Colognola ai Colli, Lavagno, Belfiore e Caldiero; in nero l'area indagata*

### 3. RELAZIONE GEOTECNICA

#### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **Ordinanza P.C.M. n. 3519 del 28.4.2006** - Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone
- **Eurocodice 7** - Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- **Eurocodice 8** - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- **D.M. 17/01/2018** – Norme Tecniche per le Costruzioni

La presente relazione si basa sulle informazioni ricavate da n. 3 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) spinte fino al rifiuto strumentale (prof. massima 2,4 m dal p.c.) e dai risultati di una campagna di prospezione sismica passiva a stazione singola in onde S con tecnica HVSR. Di seguito si riporta la planimetria con l'indicazione delle indagini eseguite dagli scriventi; segue la descrizione e l'elaborazione di ciascuna metodologia di indagine.



Ubicazione delle indagini su estratto planimetrico

### PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (DPSH)

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi di 20 cm) misurando il numero di colpi N necessari.

Le prove penetrometriche dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura  $\alpha$ )
- avanzamento (penetrazione) d
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente):

- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof. max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M < 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M > 60$	25

### Caratteristiche tecniche-strumentali sonda TG 63-200 PAGANI

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	0,63 Kg
Diametro punta conica	51,00 mm
Area di base punta	20,43 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,40 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1,472
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**

**Correlazione con N<sub>spt</sub>**

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N<sub>spt</sub> ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N<sub>spt</sub>. Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q<sub>spt</sub> è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M = peso massa battente;
- M' = peso aste;
- H = altezza di caduta;
- A = area base punta conica;
- δ = passo di avanzamento.

**Valutazione resistenza dinamica alla punta R<sub>pd</sub>**

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot e \cdot (M + P)} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{A \cdot \delta \cdot (M + P)}$$

- R<sub>pd</sub> = resistenza dinamica punta (area A);
- e = infissione media per colpo (d/N);
- M = peso massa battente (altezza caduta H);
- P = peso totale aste e sistema battuta.

**Caratteristiche meccaniche del terreno**

Le caratteristiche meccaniche dei terreni in esame sono desunte tramite correlazioni con dati penetrometrici:

PENETROMETRO DINAMICO

**Metodologia di Elaborazione**

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico DynamicProbing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e della resistenza alla punta.

#### Valutazioni statistiche e correlazioni

##### **Elaborazione Statistica**

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di DynamicProbing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono:

##### **Media**

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

##### **Media minima**

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

##### **Massimo**

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

##### **Minimo**

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

##### **Scarto quadratico medio**

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

##### **Media deviata**

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

##### **Media + s**

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

##### **Media - s**

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### Correlazioni geotecniche terreni coesivi

##### **Coesione non drenata**

- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con  $N_c=20$  e  $Q_c/N_{spt}=2$ .
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC.

##### **Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Qc)**

- Robertson 1983 Qc

##### **Modulo Edometrico-Confinato (Mo)**

- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ) - da esperienze su argille glaciali.

##### **Modulo Di Young (E<sub>γ</sub>)**

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. >15
- D'Appollonia ed altri (1983) - correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

##### **Stato di consistenza**

- Classificazione A.G.I. 1977

##### **Peso di Volume Gamma**

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

##### **Peso di volume saturo**

- Correlazione Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967), valida per condizioni specifiche: peso specifico del materiale pari a circa  $G=2,70$  (t/mc) e per indici dei vuoti variabili da 1,833 ( $N_{spt}=0$ ) a 0,545 ( $N_{spt}=28$ )

Le correlazioni suddette sono naturalmente approssimate, mancando riscontri diretti in laboratorio su campioni indisturbati di terreno, specialmente per quanto riguarda la compressibilità. Riportiamo di seguito le foto dell'esecuzione delle indagini DPSH; segue l'elaborazione completa delle prove.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E  
RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE



Esecuzione indagine DPSH1 (in alto), DPSH2 (in mezzo) e DPSH3 (in basso) presso il sito in esame

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO  
DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)  
Tel. 3382727007

Web: [www.alpogeo.it](http://www.alpogeo.it) - [www.alpogeo.com](http://www.alpogeo.com) mail: [info@alpogeo.it](mailto:info@alpogeo.it) - [studiogeologia.sf@libero.it](mailto:studiogeologia.sf@libero.it)

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**

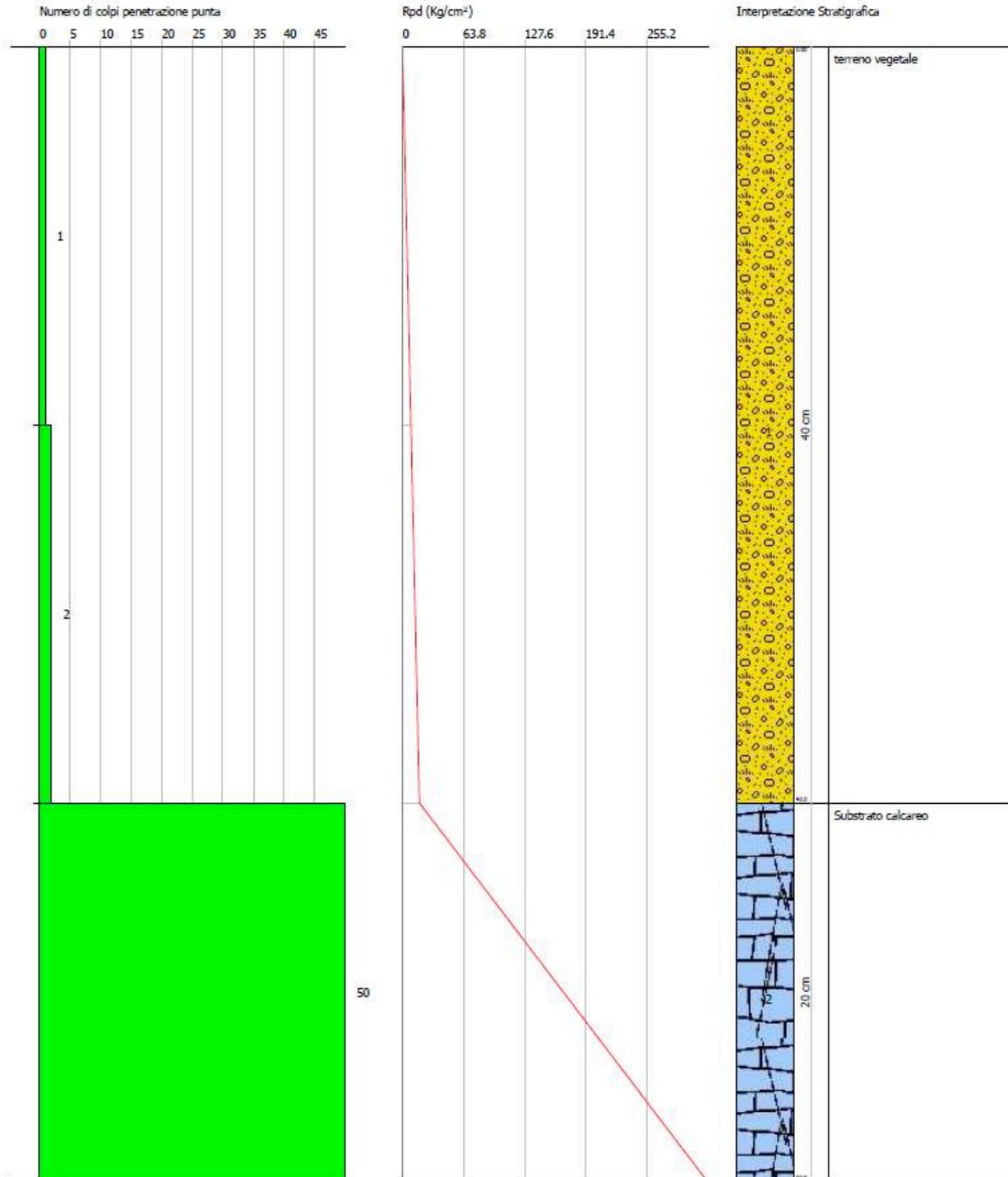
Dot. Geol. Matteo Scalzotto  
Via Alpone 7 - 37030 Ronca' (VR)  
www.alpogeo.it  
mobile 338 272 70 07

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH1  
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Sig.ra Pingelli Francesca  
Descrizione: Demolizione e ricostruzione fabbricato unifamiliare  
Località: Loc. Tende, Colognola ai colli (VR)

Data: 21/03/2020

Scala 1:3



**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**

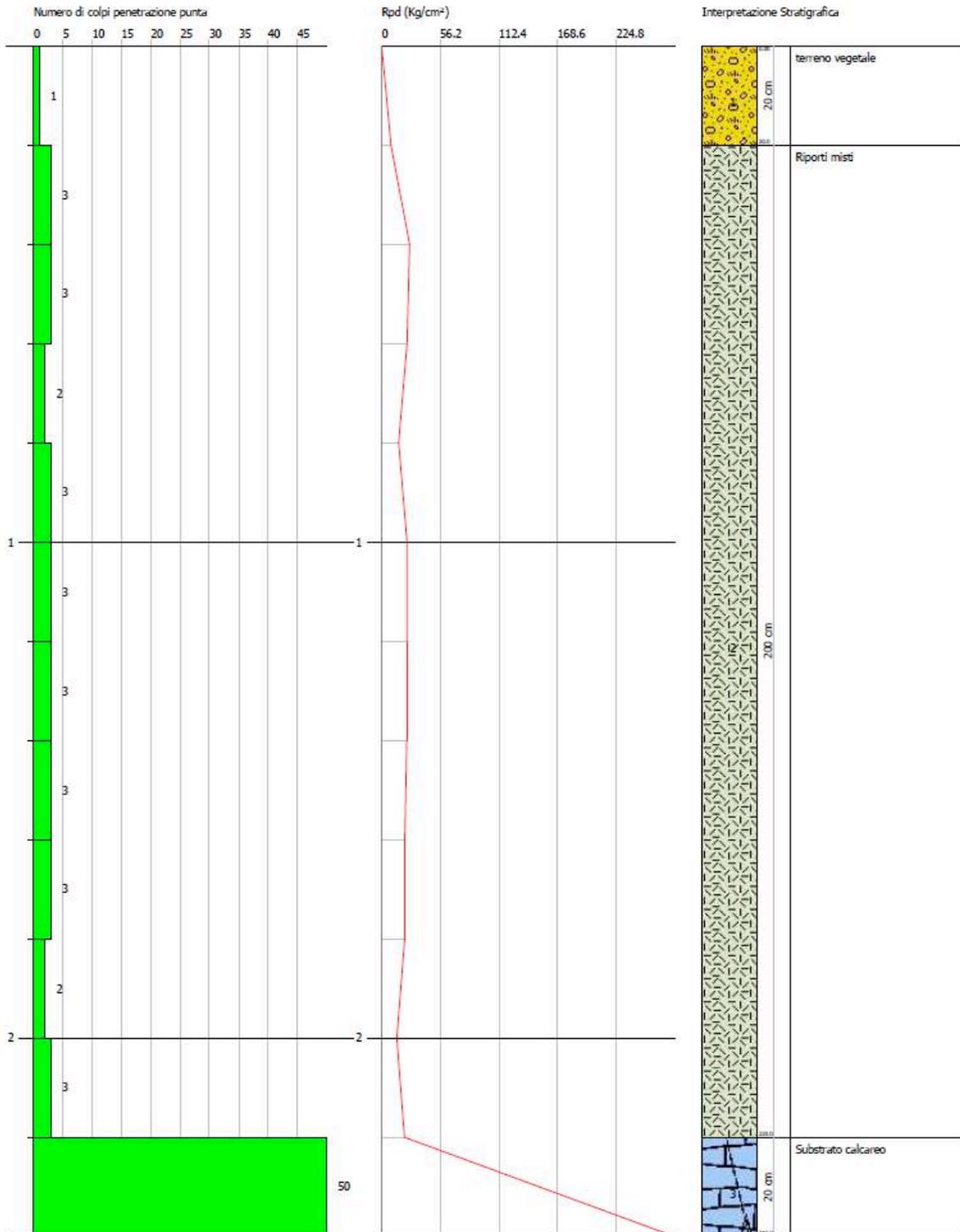
Dott. Geol. Matteo Scalzotto  
 Via Alpone 7 - 37030 Ronca' (VR)  
 www.alpogeo.it  
 mobile 338 272 70 07

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH2  
 Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Sig.ra Pingelli Francesca  
 Descrizione: Demolizione e ricostruzione fabbricato unifamiliare  
 Località: Loc. Tende, Colognola ai colli (VR)

Data: 21/03/2020

Scala 1:11



**DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO**  
 DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)  
 Tel. 3382727007

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**

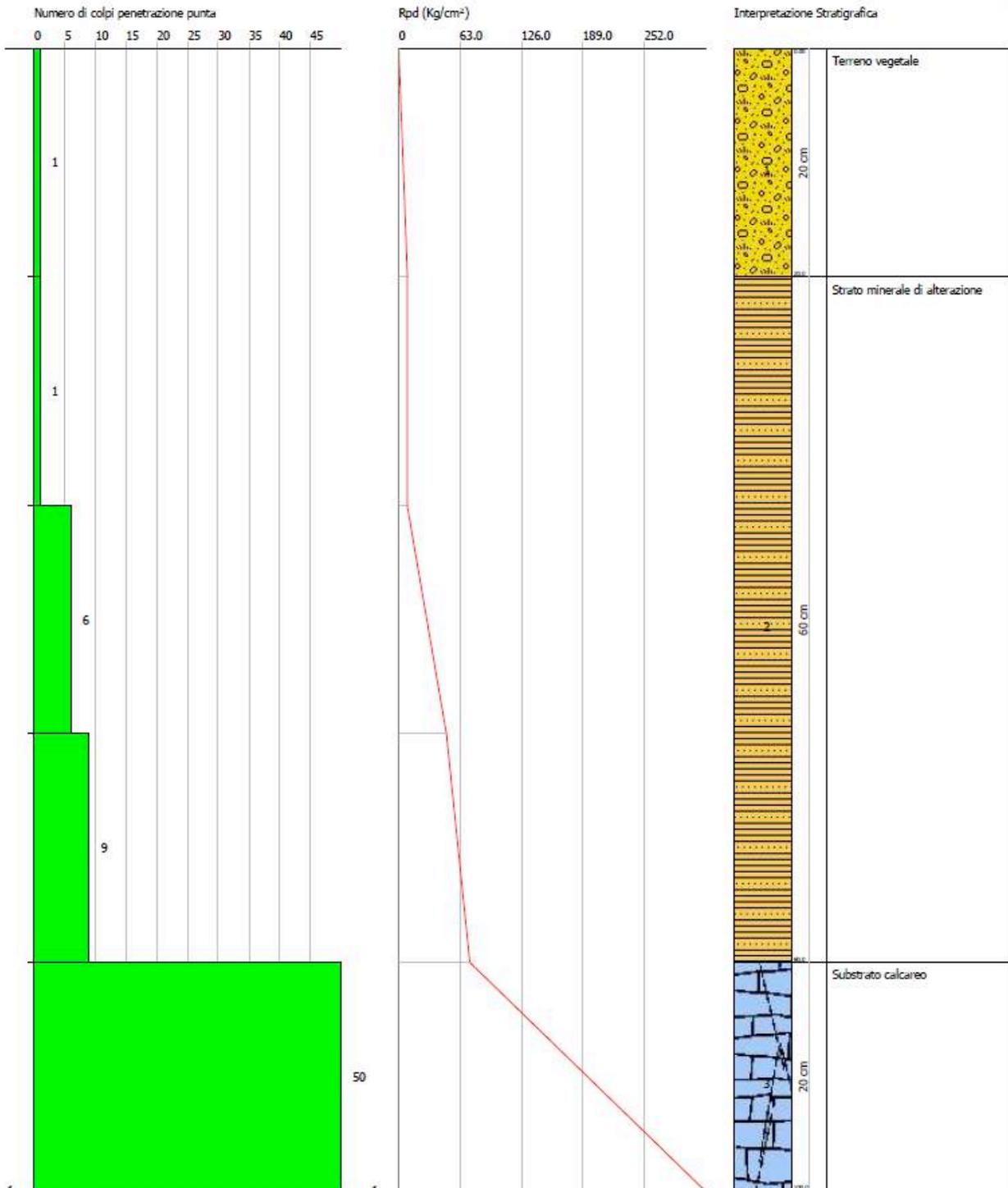
Dott. Geol. Matteo Scalzotto  
 Via Alpone 7 - 37030 Ronca (VR)  
 www.alpogeo.it  
 mobile 338 272 70 07

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH3  
 Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Sig.ra Pingelli Francesca  
 Descrizione: Demolizione e ricostruzione fabbricato unifamiliare  
 Località: Loc. Tende, Colognola ai colli (VR)

Data: 21/03/2020

Scala 1:5



**DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO**  
 DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)  
 Tel. 3382727007

## DETERMINAZIONE PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Le prove penetrometriche risultano abbastanza correlabili soprattutto per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche degli strati riconosciuti. Per quanto concerne l'estensione spaziale si è rilevata la presenza di probabili materiali di riporto in corrispondenza della prova DPSH2 probabilmente riconducibile alla realizzazione dell'area di manovra nel settore posto a sud del fabbricato. In ogni caso si è considerata rappresentativa, in via conservativa, la prova DPSH3, per la quale si sono riscontrate le caratteristiche geotecniche medie tra le prove eseguite. I parametri geotecnici caratteristici di progetto sono stati determinati pertanto sui dati strumentali della prova DPSH3.

*I parametri geotecnici vengono trattati come variabili casuali, e l'insieme dei valori assunti dai parametri come una popolazione statistica.*

*Si assume che le grandezze indagate ( $f$ ,  $c_u$ , ecc.) varino in modo casuale all'interno del volume di terreno significativo, del volume di terreno, cioè, che risente della realizzazione dell'opera in progetto.*

*La derivazione del valore caratteristico deve essere tale che la probabilità calcolata di un valore peggiore (più sfavorevole) che governa l'insorgere dello stato limite in considerazione non sia maggiore del 5%.*

*Si tratta pertanto di un margine conservativo del 5% (che può coincidere con un 5° percentile od un 95° percentile della distribuzione statistica in considerazione), il quale ci garantisce probabilisticamente di avere un 95% dei casi per i quali il valore caratteristico ci cautele.*

*Esistono indicazioni in letteratura sul fatto che l'angolo di resistenza al taglio  $f$  non segua una distribuzione normale, ma la sua tangente  $\delta$ , quindi la variabile da inserire nelle formule non è  $f$  ma  $\tan(\delta)$ . Inoltre, la coesione non drenata  $c_u$  sembra che segua una distribuzione lognormale, perciò la variabile da utilizzare per le stime non dovrà essere direttamente la  $c_u$ , ma il suo logaritmo naturale  $\ln(c_u)$ .*

*Il  $f$  e il  $c_u$  caratteristici si otterranno calcolando rispettivamente l'arcotangente e l'esponenziale della variabile  $x_k$  ottenuta come risultato.*

*I criteri in base ai quali scegliere la procedura di calcolo dei parametri caratteristici all'interno di uno strato omogeneo di terreno sono due:*

*1) In base al numero di misure effettuate. Con l'aumentare delle dimensioni del campione migliora la stima della media e della deviazione standard della popolazione che servono per costruire la curva della densità di probabilità e quindi stimare il valore corrispondente alla probabilità di non superamento del 5%.*

*2) In base alla presenza o meno di compensazione delle resistenze del terreno (Circolare del 02.02.2009).*

*Il valore caratteristico, inteso come una stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite in considerazione, dovrà essere utilizzato in qualsiasi tipo di verifica geotecnica: le opere dovranno essere verificate per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni, e per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.*

*"Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata".*

*Si parla di Stato limite ultimo quando lo stato limite è associato al valore estremo della capacità portante della struttura, il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso. Si parla invece di Stato limite di esercizio quando è legato al raggiungimento di un particolare stato dell'opera che pur non generando il collasso compromette aspetti funzionali importanti che limitano le prestazioni in condizione d'esercizio.*

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

*Ai valori caratteristici trovati si applicano dei coefficienti di sicurezza parziali in funzione dello stato limite considerato.*

*Per quanto riguarda il calcolo geotecnico esistono due linee di pensiero seguite per la determinazione dei parametri caratteristici:*

*Una prima linea si basa su un approccio probabilistico, considerando quindi le quantità statistiche ricavate su un opportuno campione di prove;*

*Una seconda linea di pensiero invece porta avanti l'idea che l'approccio probabilistico non sia adatto a modellare il reale comportamento del terreno. In particolare questo secondo approccio si basa su procedimenti più razionali, ritenendo che i valori caratteristici delle proprietà del terreno vadano valutati in funzione del livello di deformazione previsto per lo stato limite considerato.*

*Con la Circolare del 02.02.2009 viene specificato come la scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici deve avvenire in due fasi.*

*La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Tale scelta richiede una valutazione specifica da parte del progettista, per il necessario riferimento ai diversi tipi di verifica.*

*Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.*

*Viene inoltre precisato come "nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi a quelli medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità...Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di*

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**

piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato.”

In particolare, le opere che coinvolgono grandi volumi di terreno sono quelle che portano a variazioni tensionali, all'interno di una porzione abbastanza elevata di sottosuolo, tali da dare origine a una compensazione delle resistenze.

Si parla in questo caso di resistenze compensate: le zone di terreno a resistenza minima e massima vengono sollecitate contemporaneamente e quello che emerge è un comportamento meccanico intermedio fra i due estremi. Per questo motivo, per ogni verticale d'indagine eseguita all'interno del volume significativo si effettua una stima cautelativa del valore medio dei parametri geotecnici.

Nel caso di opere che coinvolgono modesti volumi di terreno a essere sollecitate sono piccole porzioni di terreno in cui prevalgono le resistenze locali.

Nel caso vengano eseguite misure dirette all'esterno del volume significativo si parla di resistenze non compensate da misure estrapolate e il valore caratteristico andrà selezionato prendendo come riferimento un valore prossimo al minimo misurato, a vantaggio di sicurezza.

Nel caso invece in cui vengano eseguite misure dirette all'interno del volume significativo si parla di resistenze non compensate da misure dirette: in tal caso i valori caratteristici del terreno si stimano effettuando una valutazione cautelativa dei valori medi misurati.

**Strato n. 1**

Descrizione	Terreno vegetale
Spessore [m]	0.20

**Elenco delle misure**

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]
1		18.04	1646.05	1441.58	14.91

**Risultati elaborazione**

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]
Tipo di elaborazione	--	--	--	--	--
Valore considerato	--	--	--	--	--
<b>Valore caratteristico</b>	<b>--</b>	<b>18.04</b>	<b>1646.05</b>	<b>1441.58</b>	<b>14.91</b>
Minimo	--	18.04	1646.05	1441.58	14.91
Massimo	--	18.04	1646.05	1441.58	14.91
Valore medio	--	18.04	1646.05	1441.58	14.91
Varianza	--	0.00	0.00	0.00	0.00
Dev. St.	--	0.00	0.00	0.00	0.00
Dev. St. Med.	--	0.00	0.00	0.00	0.00
Percentile	--	--	--	--	--
percentile media	--	--	--	--	--
C.O.V.	--	0.00	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE

Strato n. 2

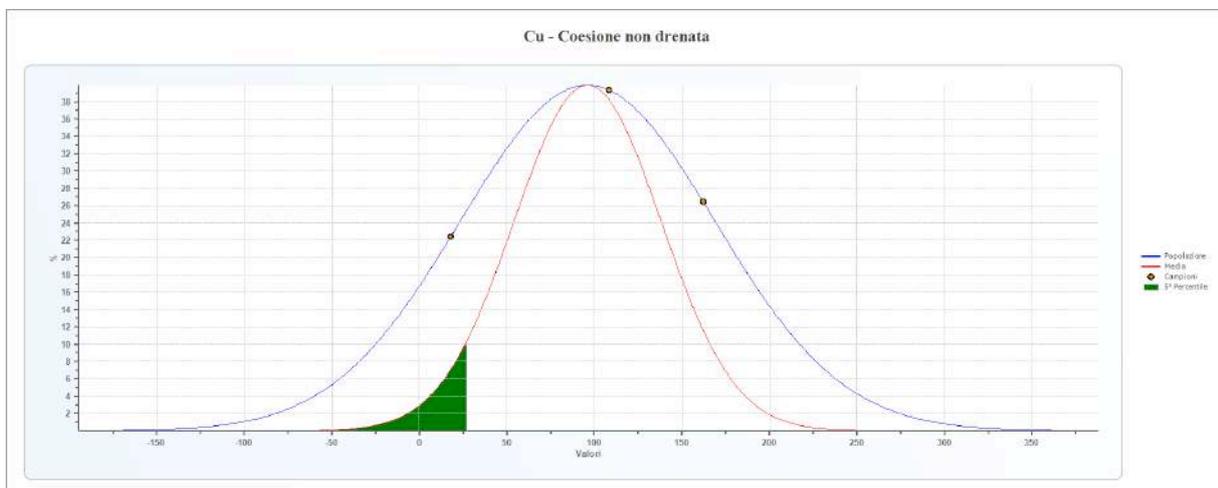
Descrizione | Strato minerale di alterazione  
Spessore [m] | 0.60

Elenco delle misure

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]
1		18.04	1646.05	1441.58	14.91
2		108.07	8997.70	8649.47	18.93
3		162.20	13408.63	12974.20	20.01

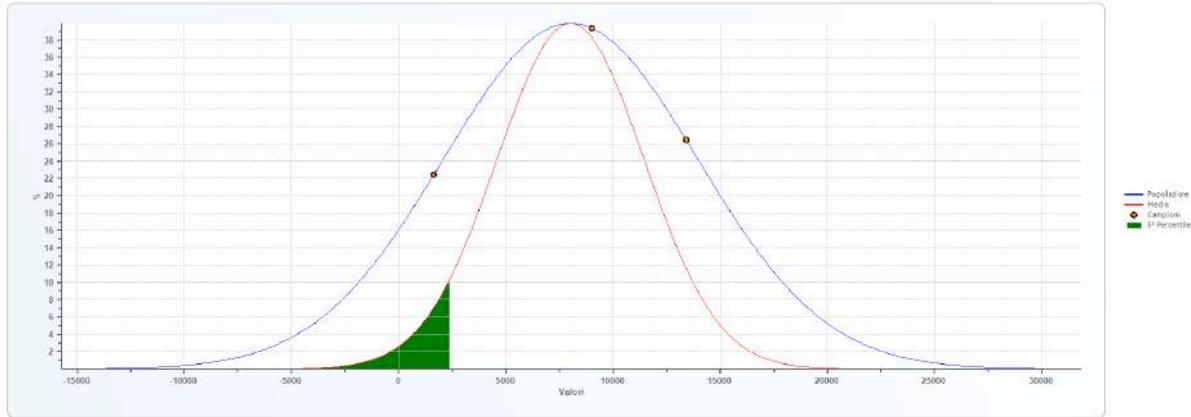
Risultati elaborazione

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]
Tipo di elaborazione	--	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard
Valore considerato	--	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media
<b>Valore caratteristico</b>	--	<b>26.95</b>	<b>2373.87</b>	<b>2155.16</b>	<b>15.39</b>
Minimo	--	18.04	1646.05	1441.58	14.91
Massimo	--	162.20	13408.63	12974.20	20.01
Valore medio	--	96.11	8017.46	7688.41	17.95
Varianza	--	5302.72	35310248.86	33943057.20	7.22
Dev. St.	--	42.04	3430.76	3363.68	1.55
Dev. St. Med.	--	42.04	3430.76	3363.68	1.55
Percentile	--	(5°) --	(5°) --	(5°) --	(5°) 13.53
percentile media	--	(5°) 26.95	(5°) 2373.87	(5°) 2155.16	(5°) 15.39
C.O.V.	--	0.76	0.74	0.76	0.15

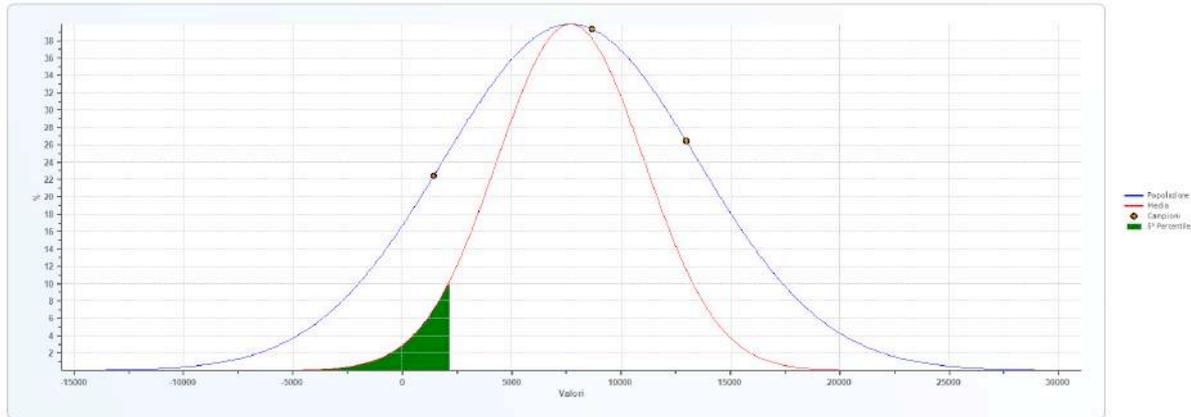


**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**

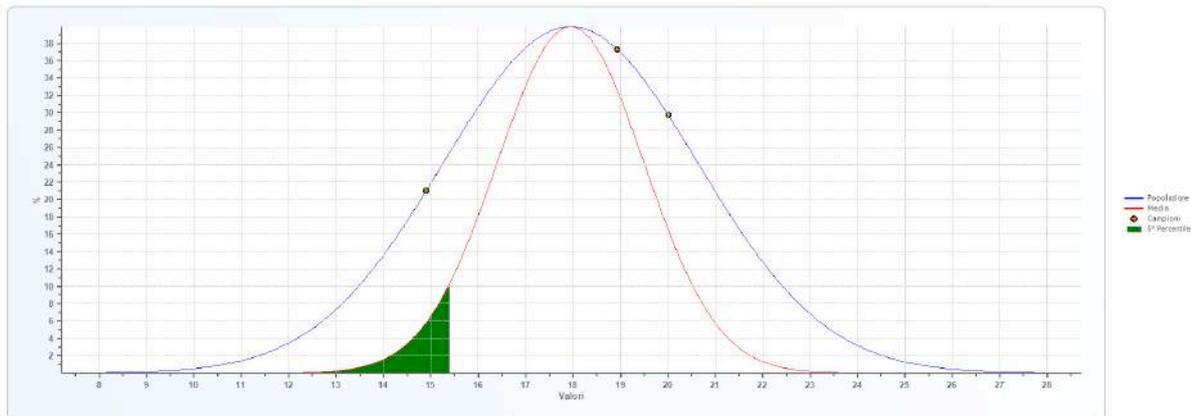
Eed - Modulo di compressibilità edometrica



Ey - Modulo di Young



Dry unit weight - Peso di volume naturale



Strato n. 3

Descrizione | Substrato calcareo  
 Spessore [m] | 0.20

**Elenco delle misure**

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]
1	48.53		17795.15	44115.21	24.42

**Risultati elaborazione**

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]
Tipo di elaborazione	--	--	--	--	--
Valore considerato	--	--	--	--	--
<b>Valore caratteristico</b>	<b>48.53</b>	<b>--</b>	<b>17795.15</b>	<b>44115.21</b>	<b>24.42</b>
Minimo	48.53	--	17795.15	44115.21	24.42
Massimo	48.53	--	17795.15	44115.21	24.42
Valore medio	48.53	--	17795.15	44115.21	24.42
Varianza	0.00	--	0.00	0.00	0.00
Dev. St.	0.00	--	0.00	0.00	0.00
Dev. St. Med.	0.00	--	0.00	0.00	0.00
Percentile	--	--	--	--	--
percentile media	--	--	--	--	--
C.O.V.	0.00	--	0.00	0.00	0.00

**METODOLOGIA HVSR (RAPPORTI SPETTRALI)**

La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Nakamura,1989)è completamente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimento di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale.

La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Nakamura, 1989) è completamente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimento di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale.



*Sismografo triassiale in dotazione con sensori ortogonali da 4,5 Hz e convertitore A/D 24 bit*

### Dati generali

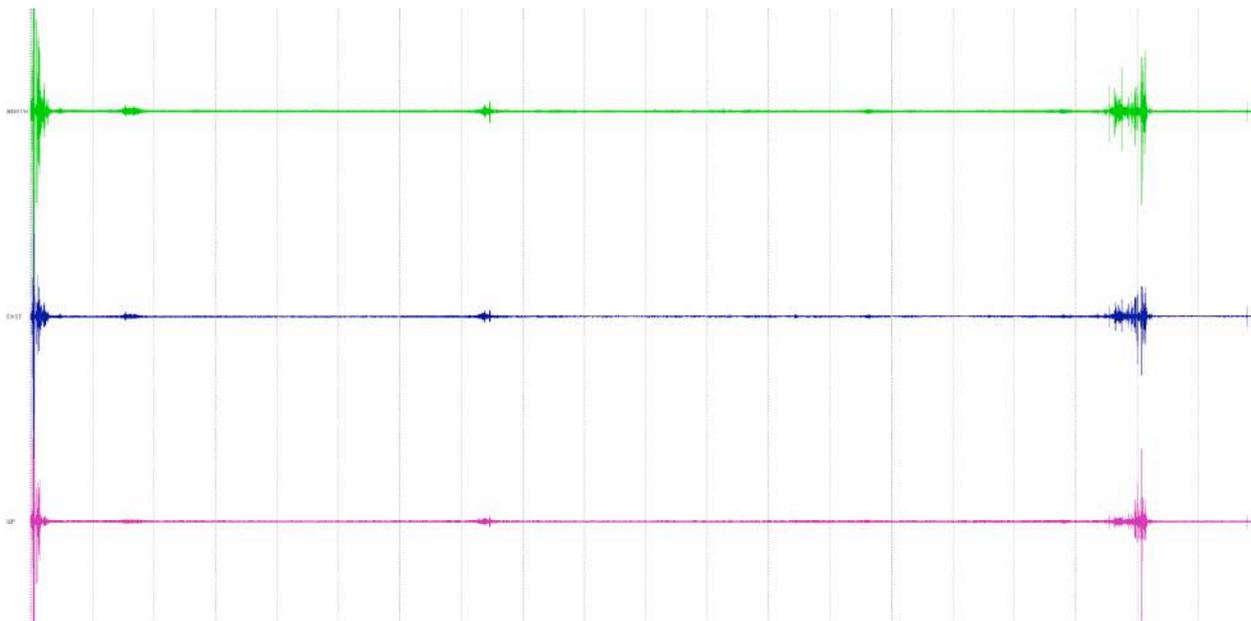
Nome progetto: Indagine HVSR  
Committente: Sig.ra Pingelli Francesca  
Cantiere: Demolizione e ricostruzione fabbricato unifamiliare  
Località: Loc. Tende, Colognola ai colli (VR)  
Responsabile: Dott. Matteo Scalzotto  
Data: 21/03/2020

### Tracce in Input

#### Dati riepilogativi:

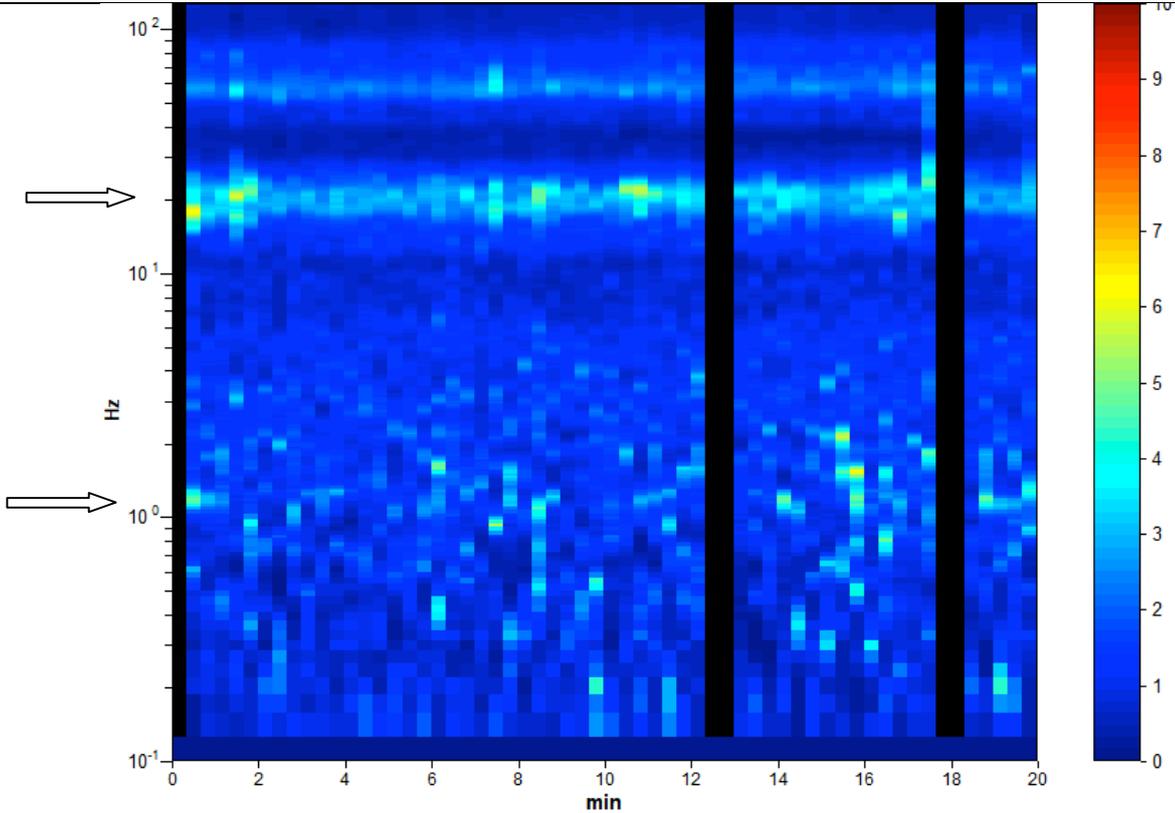
Numero tracce: 3  
Durata registrazione: 1200 s  
Frequenza di campionamento: 256,00 Hz  
Numero campioni: 360000  
Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

#### Grafici tracce della terna di sensori ortogonali:

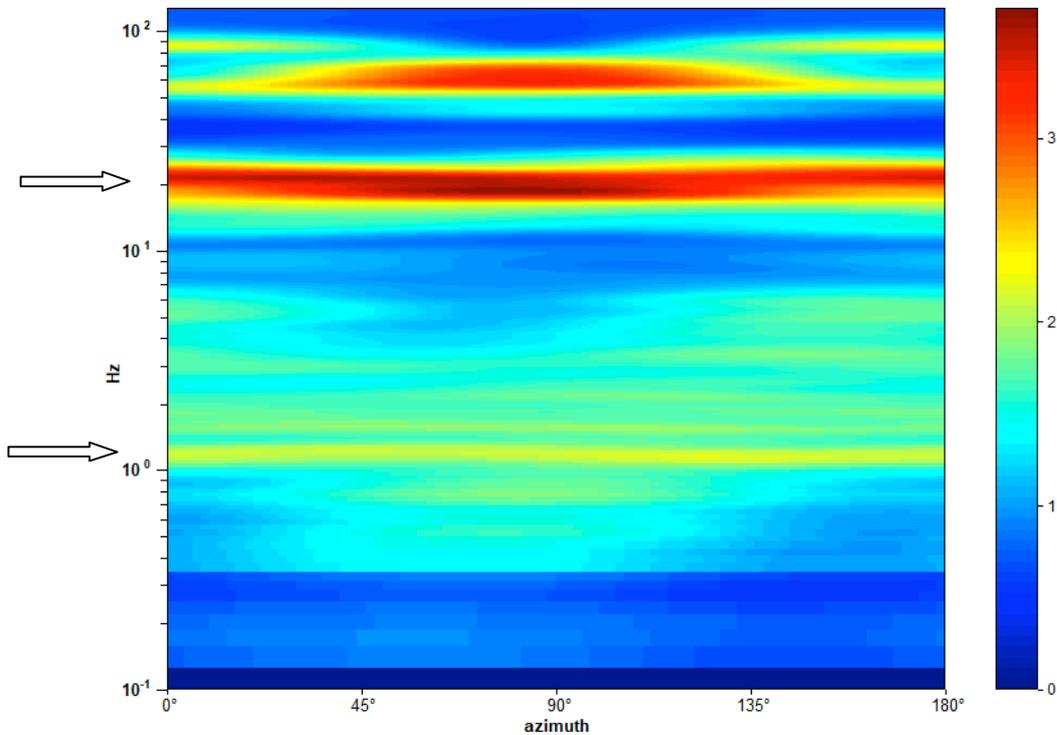


L'acquisizione temporale evidenzia una rumorosità di fondo bassa interrotta da rarissimi eventi occasionali (traffico veicolare)

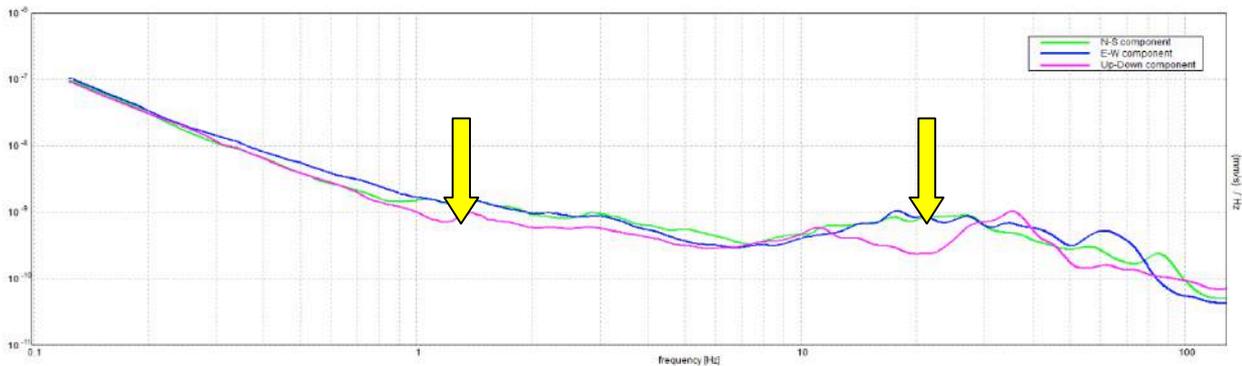
**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**



Stabilità del segnale nel tempo (serie temporale H/V); si notano in particolare due picchi alle frequenze di 1,2 e 21 Hz circa persistenti nel tempo. Le finestre temporali oscurate riguardano porzioni di traccia eliminate dall'analisi in quanto recanti disturbo



Direzionalità del segnale (si notano due picchi a 1,2 Hz e 21 Hz circa che risultano da sorgente non polarizzata quindi di probabile natura litologica)



*HVSR: Spettri dei singoli sensori; in rosso sensore verticale, in blu e verde sensori orizzontali; le differenze tra le ampiezze di spettro tra i sensori orizzontali e quello verticale determinano i massimi della funzione H/V; laddove tutte le componenti subiscono un aumento dell'ampiezza spettrale si è in presenza di transienti, mentre il picco litologico è riconoscibile laddove le componenti orizzontali aumentano mentre quella verticale contestualmente diminuisce (freccia gialla)*

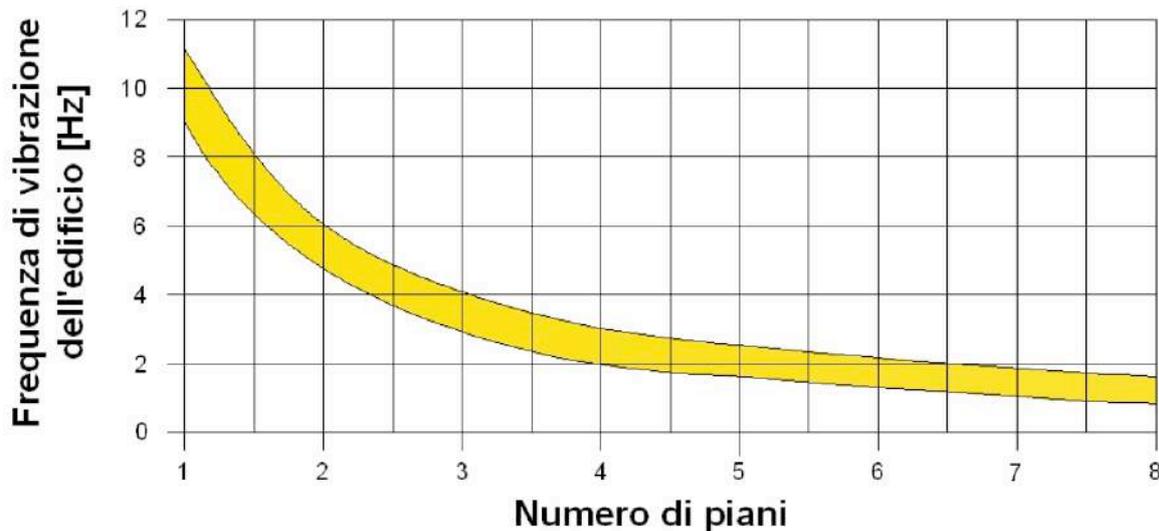
Tale tecnica costituisce una parte importante nella valutazione del rischio sismico di un determinato sito perché permette di calcolarne la frequenza fondamentale o frequenza di risonanza.

La **frequenza caratteristica di risonanza** di un sito rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici / strutture in termini di risposta sismica locale. Si dovranno quindi adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la medesima frequenza di vibrazione del terreno per evitare effetti di "doppia risonanza", estremamente pericolosi.

La **frequenza fondamentale di risonanza di una struttura** può essere misurata eseguendo le misurazioni all'interno della stessa. In seguito sarà possibile confrontarla con quella del terreno su cui sorge per comprendere al meglio il rischio sismico a cui è sottoposto l'edificio in caso di sisma. Infatti la pericolosità è dovuta per l'effetto della doppia risonanza terreno – struttura (esistente o di progetto) laddove risultino coerenti i valori della frequenza di sito e quelli della struttura in analisi, per la quale il periodo fondamentale, se non direttamente misurato, può essere preliminarmente stimato dalla relazione:

$$T_{ed} \approx Ch^{3/4} \approx n/10$$

dove:  $T_{ed}$  è il periodo dell'edificio,  $h$  è la sua altezza ed  $n$  è il numero di piani; mentre il parametro  $C = 0,050$  (edifici in muratura),  $C = 0.075$  (edifici in muratura e calcestruzzo),  $C = 0.085$  (edifici a telaio in calcestruzzo).



Le vibrazioni sismiche ambientali (rumore sismico) sono onde sismiche di bassa energia con ampiezze dell'ordine di  $10^{-4}$  -  $10^{-2}$  mm (Okada, 2003). In riferimento al contenuto in frequenza, il rumore sismico è anche chiamato microtremore se contiene alte frequenze (in genere maggiori di 0.5 Hz) e microsisma per basse frequenze. Per quanto riguarda l'origine del rumore sismico, è certo che le sorgenti dei microsismi sono le perturbazioni atmosferiche sugli oceani che si propagano come onde superficiali sui continenti, mentre le sorgenti dei microtremori sono le attività antropiche come il traffico veicolare, le attività industriali etc. e si propagano come onde superficiali di Rayleigh. Le misure puntuali di rumore sismico possono essere utilizzate per la stima sia degli effetti di sito (funzione di amplificazione), sia degli effetti sulle costruzioni nel rispetto della normativa che ne stabilisce la soglia massima (UNI9916).

In relazione agli effetti di sito, l'analisi delle misure di rumore sismico può essere condotta con tre metodi:

- Spettri di Fourier
- Rapporti spettrali
- Rapporti spettrali H/V

Tra questi quello che sembra fornire i risultati migliori è quello dei Rapporti spettrali H/V noto anche come metodo HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) o metodo di Nakamura.

La tecnica dei rapporti spettrali H/V consiste nel calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H (generalmente lo spettro H viene calcolato come media degli spettri di Fourier delle componenti orizzontali NS ed EW) e della componente verticale V. Il metodo è applicabile alle misure di rumore registrate in una singola stazione posta su sedimenti. Il metodo è stato introdotto da scienziati giapponesi agli inizi degli anni '70, tra i quali Nogoshi e Igarashi (1971) e Shiono et al. (1979), che indagarono sul significato fisico del rapporto H/V e mostrarono la sua relazione diretta con la curva di ellitticità delle onde di Rayleigh. Essi conclusero che il picco massimo di ampiezza si

verifica alla frequenza di risonanza fondamentale della copertura di terreni. Nel 1989, Nakamura propose in inglese il rapporto H/V come stima affidabile della funzione di trasferimento delle onde S per un dato sito. Le argomentazioni usate da Nakamura sono estremamente qualitative e si basano sull'ipotesi che i microtremori siano originati da sorgenti molto locali, come il traffico vicino al sismometro, e siano onde di Rayleigh che si propagano in un solo strato su un semispazio. Tale tecnica, ampiamente utilizzata da anni nel settore sismologico, di recente viene sempre più impiegata in campo geotecnico / ingegneristico per derivare i seguenti parametri:

- la frequenza fondamentale di risonanza  $F_0$  dei terreni presenti nel sottosuolo;
- la stima del profilo del terreno in termini delle velocità  $V_s$  e  $V_p$  e della densità e quindi delle velocità  $V_s$  nei primi 30 m (ed oltre) dal piano campagna, attraverso opportuni metodi di inversione
- la frequenza fondamentale di risonanza di una struttura e i relativi modi di vibrare

## ELABORAZIONE HVSR

### Rapporto spettrale H/V

Strumento: TRZ-0023/01-09

Formato dati: 16 byte

Fondo scala [mV]: 51

Inizio registrazione: 21/02/20 12:08:49      Fine registrazione: 21/02/20 12:28:50

Nomi canali: NORTH-SOUTH; EAST-WEST; UP-DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h 20' 00"      Analizzato 92% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 256 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

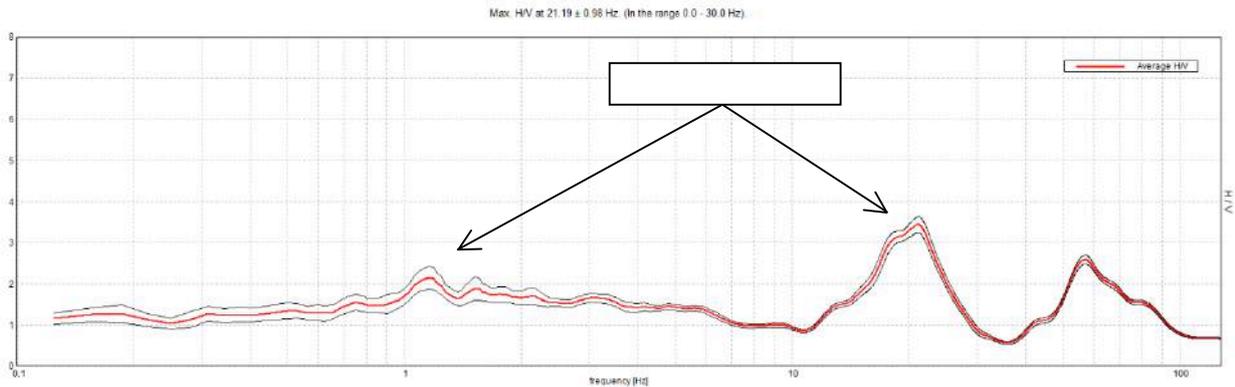
### Risultati:

HVSR: Frequenza del picco del rapporto H/V: 21,19 Hz

### Grafici rapporto spettrale H/V



**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**



**Picco H/V a 21.19 ± 0.98 Hz (nell'intervallo 0.0 - 30.0 Hz).**

**Criteri per una curva H/V affidabile**  
 [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	21.19 > 0.50	OK
$n_c(f_0) > 200$	23306.3 > 200	OK
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 1018	OK

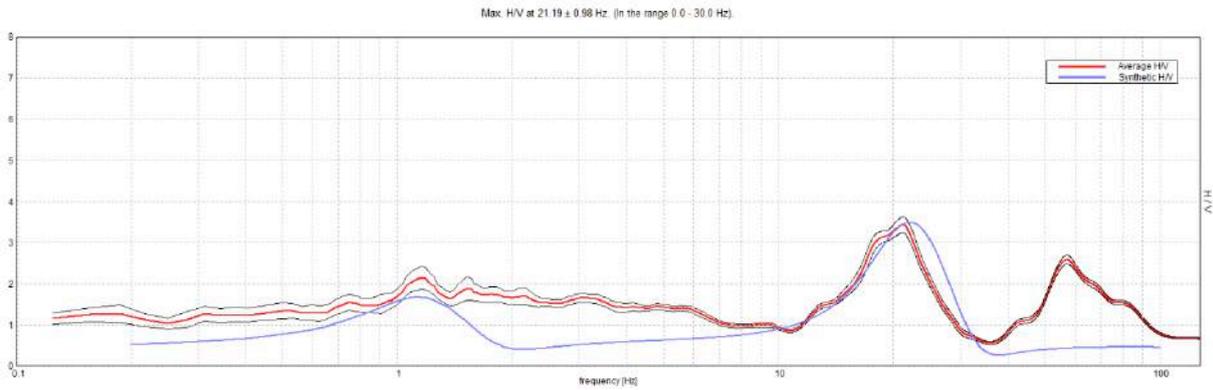
**Criteri per un picco H/V chiaro**  
 [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste $f^-$ in $[f_0/4, f_0]$   $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	14.719 Hz	OK
Esiste $f^+$ in $[f_0, 4f_0]$   $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	26.063 Hz	OK
$A_0 > 2$	3.44 > 2	OK
$f_{\text{picco}} [A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.04612  < 0.05$	OK
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.97724 < 1.05938$	OK
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.1965 < 1.58$	OK

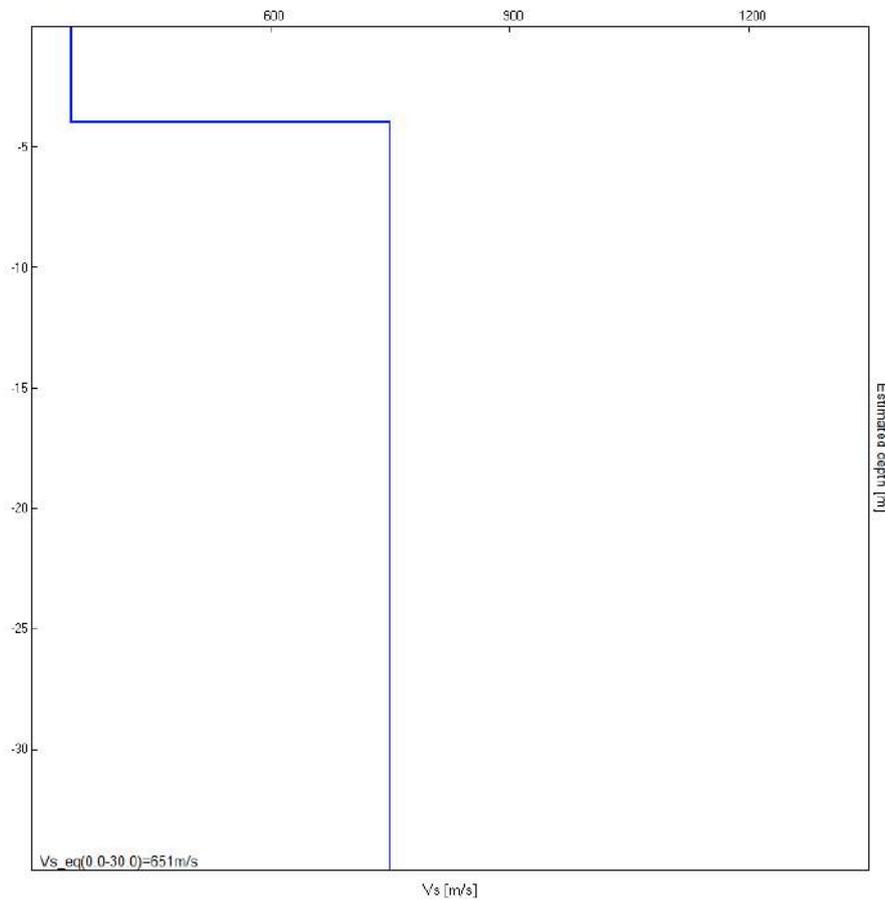
$L_w$	lunghezza della finestra
$n_w$	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
$f$	frequenza attuale
$f_0$	frequenza del picco H/V
$\sigma_f$	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
$A_0$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f_0$
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f$
$f^-$	frequenza tra $f_0/4$ e $f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
$f^+$	frequenza tra $f_0$ e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$ , $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Intervallo di freq. [Hz]	Valori di soglia per $\sigma_f$ e $\sigma_A(f_0)$				
	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**



*Fitting della curva H/V sperimentale (corrispondenza tra la curva sperimentale in rosso e la curva sintetica in blu)*



*HVSR: Profilo di Vs mediante inversione (curva migliore corrispondente ai valori di confidenza più bassi)*

**Modello sismo stratigrafico:**

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
4.00	4.00	350	0.42
154.00	150.00	750	0.42
inf.	inf.	1300	0.45

$$V_{s,eq}(0.0-30.0) = 651 \text{ m/s}$$

### Analisi dei risultati

La modellazione in onde di taglio indica la presenza di una successione di sismostrati con velocità di taglio crescenti in profondità; non sono presenti inversioni di velocità (tratti prolungati della curva in cui il rapporto  $H/V < 1$ ); in particolare si riscontra un sismostrato superficiale con  $V_s$  di circa 350 m/s e spessore di circa 4 m corrispondente allo strato minerale di alterazione del substrato calcareo costituito da rocce disgregate in matrice fine residuale; in successione si registra una velocità media delle onde di taglio pari a 750 m/s fino ad oltre 150 m di profondità per la presenza del substrato calcareo fratturato. Più in profondità le  $V_s$  si attestano a 1300 m/s

Per quanto riguarda l'analisi della curva H/V si evince quanto segue:

La curva H/V presenta due picchi con apprezzabile ampiezza del rapporto H/V alle frequenze di 1,2 Hz e 21,2 Hz circa; entrambi i picchi, dall'analisi degli spettri delle singole componenti e dalla componente direzionale, sono da attribuirsi a contrasti di impedenza sismica tra sismostrati (quindi non di natura antropica). Il picco a 1,2 Hz, di minor ampiezza, è riconducibile ad un cambio litologico molto profondo (passaggio tra formazioni rocciose a diverso grado di fratturazione) mentre il secondo, è correlabile ad un contrasto d'impedenza piuttosto superficiale (circa 4 m da p.c.) riconducibile all'interfaccia tra strato di alterazione e substrato roccioso.

La frequenza fondamentale di sito è determinabile nel picco  $f_0 = 21,19 \text{ Hz}$  ( $T = 0,047 \text{ s}$ ) in quanto il picco analizzato soddisfa completamente i criteri del protocollo SESAME per un picco chiaro ed isolato. Si ritiene tuttavia che possano essere esclusi fenomeni di amplificazione sismica poiché tale frequenza non è di interesse ai fini ingegneristici.

### STIMA $V_{s,eq}$

Dai profili sismo stratigrafici è possibile calcolare il parametro  $V_s$  (eq), ai sensi del DM 17/01/2018, attraverso la seguente espressione, quindi stimare la categoria del suolo di fondazione:

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

dove  $h_i$  e  $V_{s,i}$  indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $\gamma < 10^{-6}$ ) dello strato  $i$ -esimo per un totale di  $N$  strati presenti nei 30 metri superiori e  $H$  la profondità del substrato definito come la formazione costituito da roccia o terreno molto rigido caratterizzato da  $V_s > 800 \text{ m/s}$  (se tale substrato è a profondità maggiori di 30 m allora  $H = 30$ ). La proposta della nuova normativa conclude che il sito verrà classificato sulla base del valore di  $V_s$  (eq) eliminando di fatto le categorie S1 e S2 per le quali si dovrà ricorrere ad una analisi sismica di livello 3 (Risposta

Sismica Locale). Viene eliminata inoltre la possibilità di ricavare la categoria del sottosuolo mediante  $N_{sp3}$  e  $Cu30$ ; sostanzialmente viene enfatizzata l'importanza del parametro  $V_s$  che com'è noto è il parametro geofisico che meglio rappresenta la variabilità geotecnica dei materiali geologici presenti nel sottosuolo.

In base alle determinazioni svolte si evince che la velocità media delle onde di taglio fino alla profondità di 30 m dal piano campagna (p.c.) risulta:

**Valore  $V_{s,eq}$  dal p.c.: 651 m/s  $\pm$  20%**

Il valore numerico del parametro di cui sopra, la conoscenza geologica del sito, e il margine di errore sistematico permettono di stimare la seguente categoria sismica del suolo di fondazione:

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

### Tipologia della struttura ed analisi in progetto

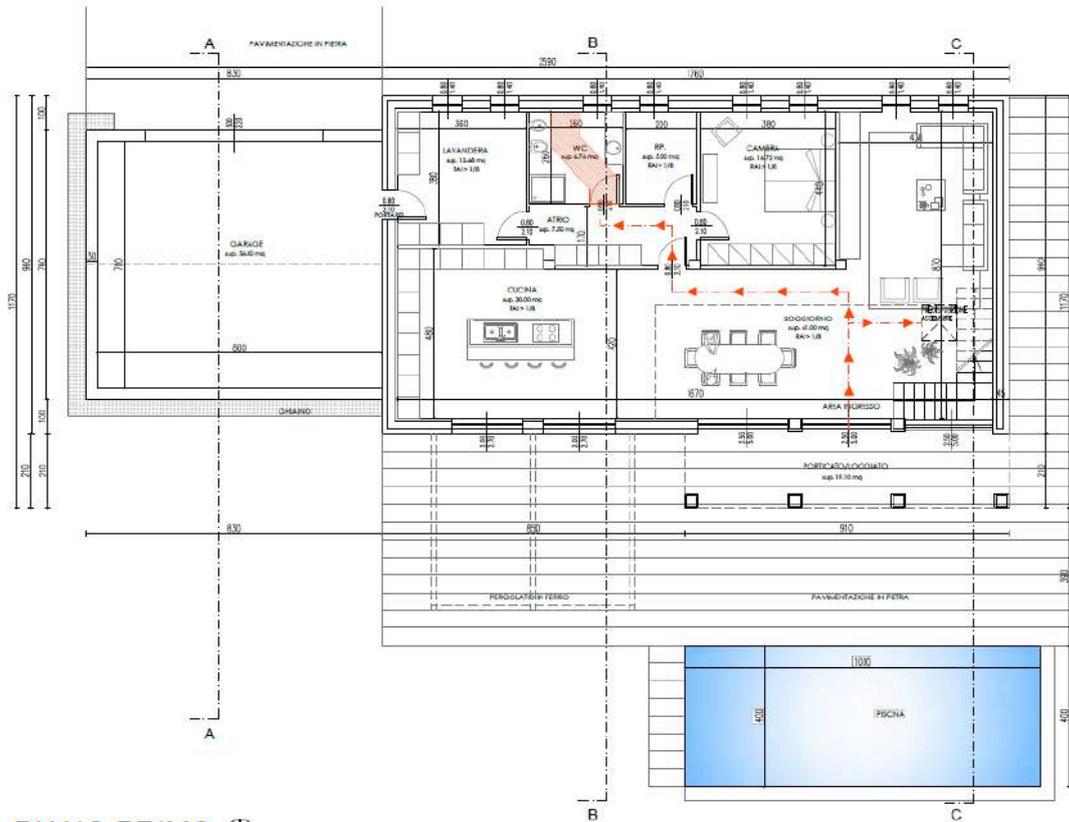
Il terreno dal punto di vista meccanico si presenta mediamente omogeneo lateralmente fatta eccezione per lo strato di riporti spesso circa 2,5 m individuato nel settore immediatamente a sud del fabbricato. Le resistenze sono ottimali in corrispondenza del substrato roccioso.

Il progetto prevede la demolizione e ricostruzione di un fabbricato avente sagoma rettangolare (17,6 x 9,60 m) disposto su n. 2 piani fuori terra con sottotetto con adiacente garage.

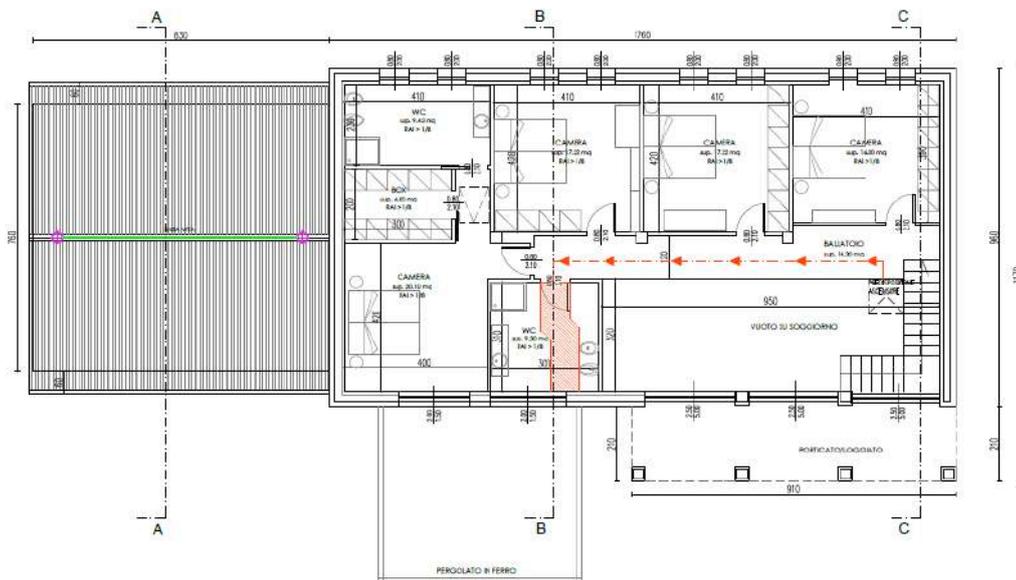
In virtù delle caratteristiche meccaniche dei terreni rilevati ed in accordo coi progettisti saranno verificate le resistenze di progetto di una fondazione di tipo **nastriforme** poggiate entro il substrato calcareo.

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**

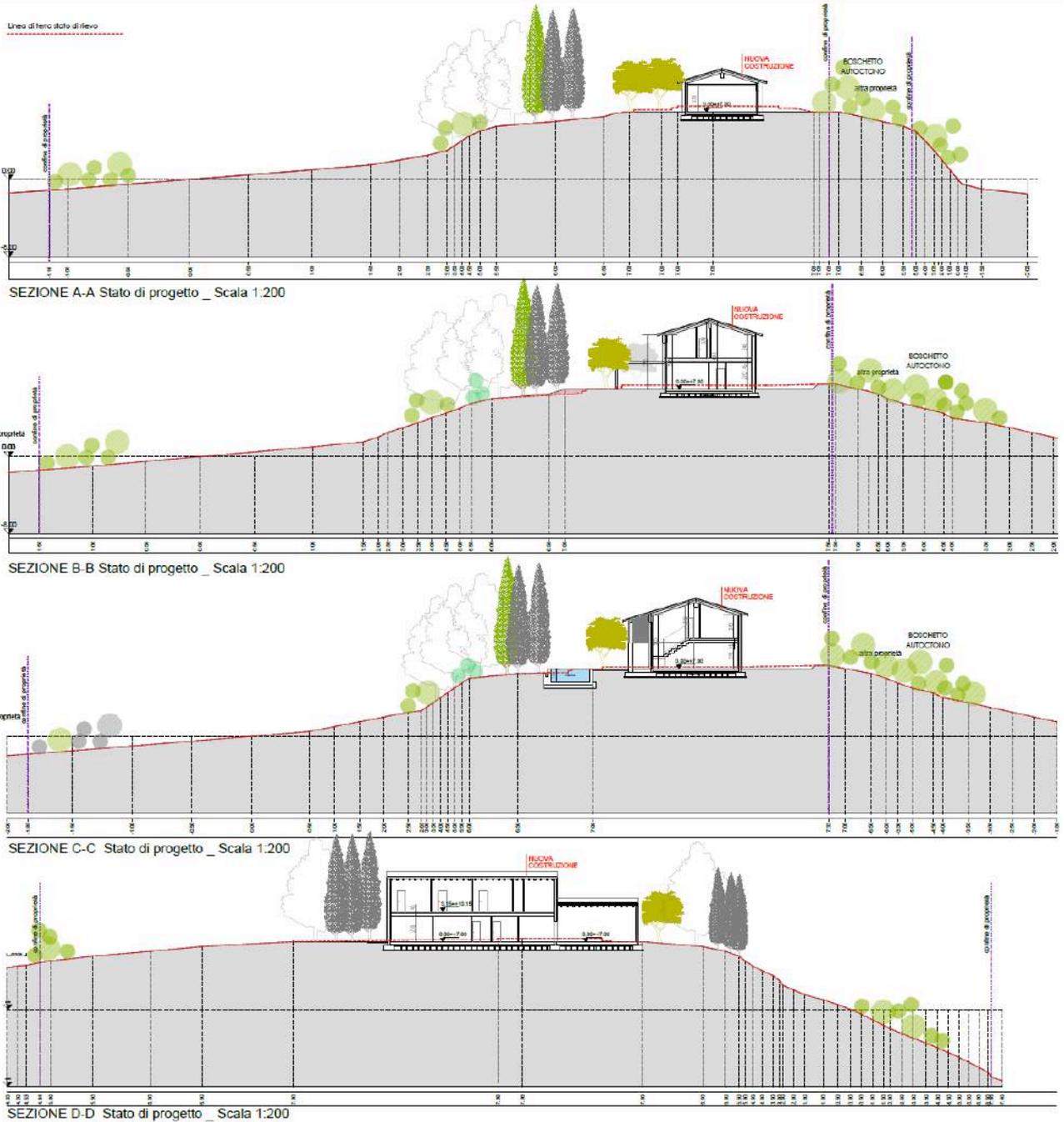
**PIANO TERRA** (1)



**PIANO PRIMO** (1)



**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**



*Planimetrie e sezioni della struttura; stato di progetto*

**Capacità portante di fondazioni superficiali**

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

**Prandtl** ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \text{tg } \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

**DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO**  
DOMICILIO FISCALE E UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)  
Tel. 3382727007

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE

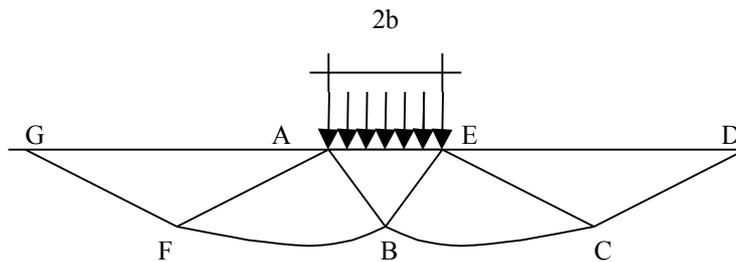
- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie  $GFBCD$ .

Nel triangolo  $AEB$  la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + \varphi/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone  $ABF$  e  $EBC$  la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti  $A$  ed  $E$  e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti  $A$  ed  $E$ . Nei triangoli  $AFG$  e  $ECD$  la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm(45^\circ + \varphi/2)$  rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \times c$ , dove il coefficiente  $B$  dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[ e^{\frac{\pi g \varphi}{\operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2)} - 1} \right]$$

Per  $\varphi = 0$  il coefficiente  $B$  risulta pari a 5.14, quindi  $q = 5.14 \times c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0, \gamma \neq 0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h \leq 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma \neq 0, \varphi = 0, c = 0$  e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolviendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma h + B \times c$$

che è sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

#### Metodo di Terzaghi (1955)

**Terzaghi**, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati  $AB$  ed  $EB$  del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui  $C$  è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\varphi$  prima definito;  $b$  è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti. In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**

istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg\varphi_{rid} = 2/3 \times tg\varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

**Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)**

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$  per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$  Per fondazioni quadrate o circolari.

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico  $H$ .

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

**Fattori di forma**

$$S_q = 1 + (B'/L') \text{sen} \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$S_q = 1 + \text{sen} \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$S_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$S_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$S_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

**Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'**

$$i_q = i_g = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

**Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'**

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

**Metodo di Richards et. Al.**

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

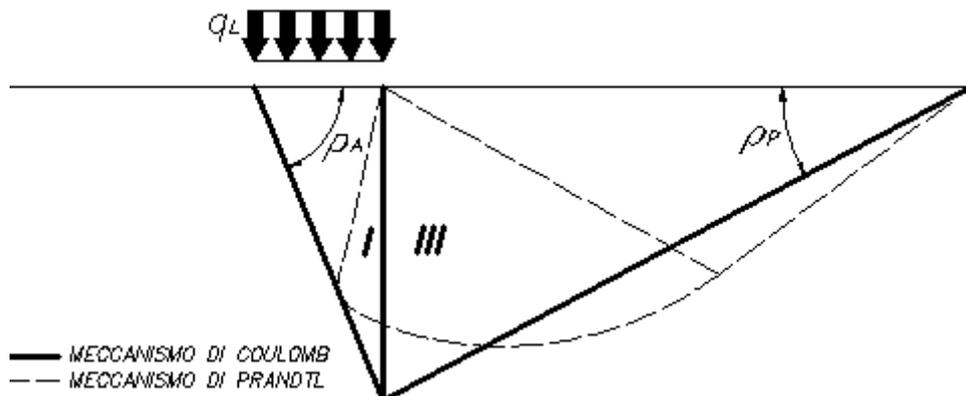
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left( \frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli  $\rho_A$  e  $\rho_P$  che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva  $K_A$  e  $K_P$  in funzione dell'angolo di attrito interno  $\phi$  del terreno e dell'angolo di attrito  $\delta$  terreno - parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo  $\phi=0.5\delta$ , conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni  $k_h$  e  $k_v$ , agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a  $k_h \gamma$  e  $k_v \gamma$ . Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di  $p_a$  e  $p_p$ , nonché di  $K_A$  e  $K_P$ , rispettivamente indicate come  $p_{AE}$  e  $p_{PE}$  e come  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  per denotare le condizioni sismiche:

$$p_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$p_{PE} = -(\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli  $p_{AE}$  e  $p_{PE}$  e dei coefficienti  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo  $\theta$  definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

—  $\phi = 30^\circ \delta = 15^\circ$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per  $\phi=30^\circ$

#### VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale  $N_{sd}$  è il valore di calcolo della forza verticale,  $\delta$  è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto,  $c_a$  è l'adesione plinto-terreno e  $A'$  è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**

**FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER**

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del  $q_{lim}$  vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

**Calcolo coefficienti sismici**

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

$\beta$  = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$k_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

$a_{gR}$  : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

$\gamma_I$ : fattore di importanza,

S: soilfactor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale  $k_v$  è definito in funzione di  $k_h$ , e vale:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

## ANALISI INTERAZIONI FONDAZIONI - TERRENO

L'analisi delle fondazioni è stata condotta secondo le disposizioni contenute nelle NTC 2018 in vigore (D.M. 17/01/2018), considerando un carico unitario compatibile con le scelte progettuali e le resistenze disponibili. La geometria delle fondazioni e le azioni di progetto inserite in analisi sono da considerarsi orientative in quanto hanno la finalità di valutare le resistenze dei terreni a di stimare l'ordine di grandezza dei cedimenti teorici.

Stime più precise e dettagliate sono possibili a seguito della conoscenza esatta delle sollecitazioni di progetto (carichi agenti, momenti, e loro distribuzione sulla struttura).

### DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	0.9 m
Lunghezza fondazione	15.0 m
Profondità piano di posa	0.8 m
Altezza di incastro	0.4 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m
Correzione parametri	

### SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.182
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0438

### STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
0.2	14.91	0.0	0.0	0.0	18.04	1441.58	1646.05	0.0	0.0	0.0	Terreno vegetale
0.6	18.5	0.0	0.0	0.0	26.95	2155.0	2373.0	0.0	0.0	0.0	Strato minerale di alterazione
8.0	24.42	0.0	48.53	0.0	0.0	44115.21	0.0	0.2	0.0	0.0	Substrato calcareo

### Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

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

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità a portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	858.93 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	477.18 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	100.0 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	8.59
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 34357.13 kN/m<sup>3</sup>

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	24.42 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	48.53 °
Coesione 0.0	kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	43.88
Fattore [Nc]	56.55
Fattore [Ng]	48.77
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.05
Fattore profondità [Dq]	1.17
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.97
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.84
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.82
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.91

Carico limite	858.93 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	477.18 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	24.42 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	48.53 °
Coesione 0.0	kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	55.03
Fattore [Nc]	71.26
Fattore [Ng]	63.87
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.84
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.82
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.91

Carico limite	1045.25 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	580.7 kN/m <sup>2</sup>
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E  
 RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	24.42 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	48.53 °
Coesione 0.0	kN/m <sup>2</sup>
Fattore [Nq]	43.88
Fattore [Nc]	56.55
Fattore [Ng]	54.96
Fattore forma [Sc]	1.06
Fattore profondità [Dc]	1.29
Fattore inclinazione carichi [lc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.15
Fattore inclinazione carichi [lq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.03
Fattore profondità [Dg]	1.15
Fattore inclinazione carichi [lg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.84
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.82
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.91
Carico limite	1035.81 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	575.45 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	24.42 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	48.53 °
Coesione 0.0	kN/m <sup>2</sup>
Fattore [Nq]	43.88
Fattore [Nc]	56.55
Fattore [Ng]	65.02
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.18
Fattore inclinazione carichi [lc]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.04
Fattore profondità [Dq]	1.17
Fattore inclinazione carichi [lq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [lg]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.84
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.82
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.91

Carico limite	1034.19 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	574.55 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata



## Cedimenti di fondazioni superficiali

I cedimenti sono difficilmente calcolabili senza la raccolta di campioni indisturbati per il laboratorio. Essi comunque riguardano in modo particolare i terreni coesivi, più compressibili e possono essere stimati in via approssimativa utilizzando approcci di tipo empirico.

## CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni  $B \times L$  posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left( I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

dove:

- $q_0$  Intensità della pressione di contatto
- $B'$  Minima dimensione dell'area reagente,
- $E$  e  $\mu$  Parametri elastici del terreno.
- $I_1$  Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L'/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , profondità del piano di posa  $D$ ;

I coefficienti  $I_1$  e  $I_2$  si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto  $L'/B'$  ed  $H/B$ , utilizzando  $B'=B/2$  e  $L'=L/2$  per i coefficienti relativi al centro e  $B'=B$  e  $L'=L$  per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza  $I_F$  deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto  $L/B$ .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente  $I_S$ :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore  $H$  vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a  $5B$ , se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di  $E$  pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

## CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	100.0 kN/m <sup>2</sup>
Spessore strato	0.8 m
Profondità substrato roccioso	0.8 m
Modulo Elastico	44115.21 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.2
=====	
Coefficiente di influenza I1	0.18
Coefficiente di influenza I2	0.14
Coefficiente di influenza Is	0.29
=====	
Cedimento al centro della fondazione	0.99 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0.07
Coefficiente di influenza I2	0.11
Coefficiente di influenza Is	0.15
Cedimento al bordo	0.26 mm
=====	

I cedimenti teorici valutati per la tipologia di fondazione analizzata, per un carico uniformemente distribuito pari a 100 kN/m<sup>2</sup>, risultano di entità trascurabile purchè le fondazioni poggino entro il substrato calcareo.

## CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

Il Comune di Colognola ai Colli è classificato dal punto di vista sismico in **Classe 3** con quindi i seguenti parametri edificatori minimi. Dai rilievi eseguiti e dalle informazioni reperite il sito appare stabile dal punto di vista geomorfologico per un ampio raggio, anche in presenza di azioni sismiche.

zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni ( $a_g/g$ )	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico ( $a_g/g$ )
3	0.05 - 0.15	0.15

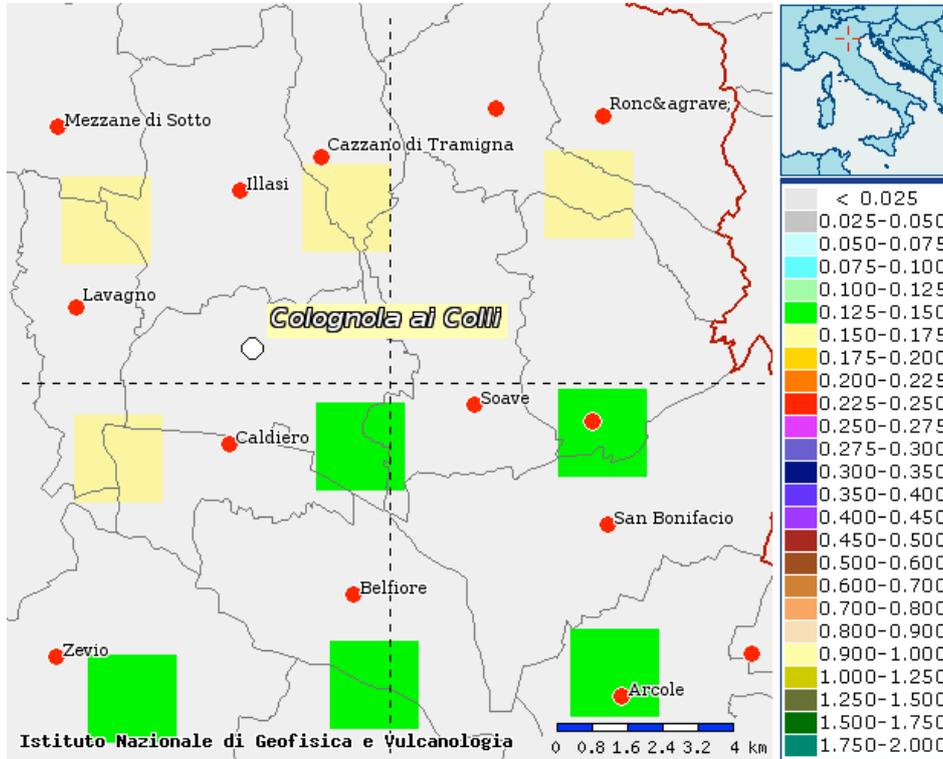
Secondo la normativa sismica contenuta nel T.U. in vigore (D.M. 17/01/2018) il suolo di fondazione si può classificare come segue:

**B** – Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

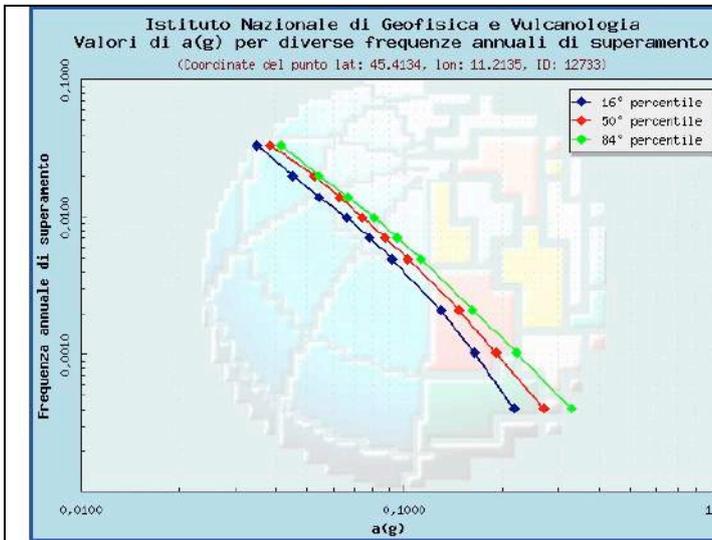
I parametri sismici del sito sono riportati di seguito

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**

**GRAFICI DI PERICOLOSITÀ**



Valori di accelerazione al suolo in termini di probabilità di superamento del 10% in 50 anni



Valori di accelerazione al suolo in relazione alle diverse frequenze annuali di superamento

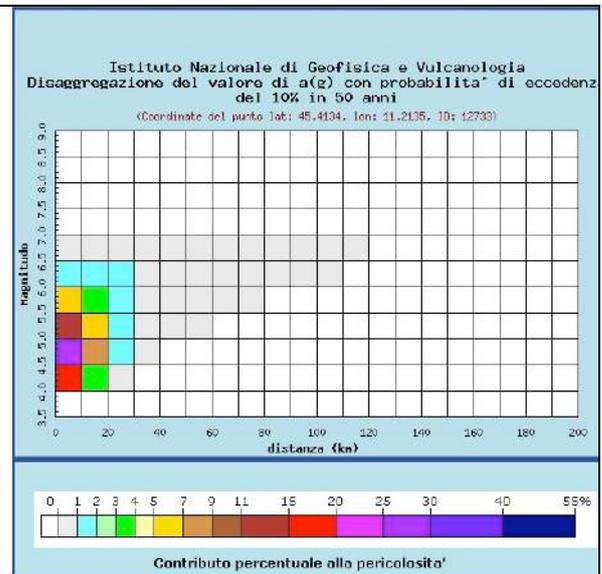


Grafico di disaggregazione del valore di accelerazione al suolo (contributo delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza alla pericolosità del nodo)

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Vita nominale (Vn): 50 [anni]  
 Classe d'uso: II  
 Coefficiente d'uso (Cu): 1  
 Periodo di riferimento (Vr): 50 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLO: 30 [anni]  
 Periodo di ritorno (Tr) SLD: 50 [anni]  
 Periodo di ritorno (Tr) SLV: 475 [anni]  
 Periodo di ritorno (Tr) SLC: 975 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 45.4366379 [°]  
 Longitudine (WGS84): 11.2088184 [°]  
 Latitudine (ED50): 45.4375534 [°]  
 Longitudine (ED50): 11.2098312 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	12732	45.412010	11.142380	5981.43
2	12733	45.413370	11.213450	2704.00
3	12511	45.463350	11.211550	2871.45
4	12510	45.461990	11.140420	6058.04

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.039	2.510	0.238
SLD	50	0.053	2.470	0.254
	72	0.064	2.499	0.259
	101	0.075	2.487	0.263
	140	0.089	2.442	0.265
	201	0.105	2.423	0.271
SLV	475	0.150	2.429	0.277
SLC	975	0.196	2.474	0.280
	2475	0.276	2.377	0.291

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.038	2.544	0.239
SLD	50	0.052	2.435	0.259
	72	0.063	2.493	0.260
	101	0.074	2.490	0.264
	140	0.087	2.456	0.266
	201	0.103	2.432	0.271
SLV	475	0.147	2.430	0.279
SLC	975	0.192	2.473	0.280
	2475	0.271	2.379	0.292

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.041	2.491	0.238
SLD	50	0.055	2.491	0.250
	72	0.067	2.493	0.256
	101	0.079	2.463	0.263
	140	0.093	2.421	0.266
	201	0.109	2.408	0.272
SLV	475	0.156	2.429	0.278
SLC	975	0.202	2.472	0.281
	2475	0.284	2.377	0.291

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.042	2.494	0.236
SLD	50	0.056	2.507	0.248
	72	0.068	2.495	0.255
	101	0.080	2.465	0.262
	140	0.094	2.416	0.266
	201	0.111	2.407	0.272
SLV	475	0.158	2.430	0.277
SLC	975	0.204	2.470	0.280
	2475	0.288	2.379	0.291

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.040	2.513	0.238
SLD	50	0.054	2.471	0.253
SLV	475	0.152	2.429	0.278
SLC	975	0.198	2.472	0.280

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso  $\zeta$ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico  $\beta = [10/(5+\zeta)]^{(1/2)}$ : 1.000

Categoria sottosuolo: B

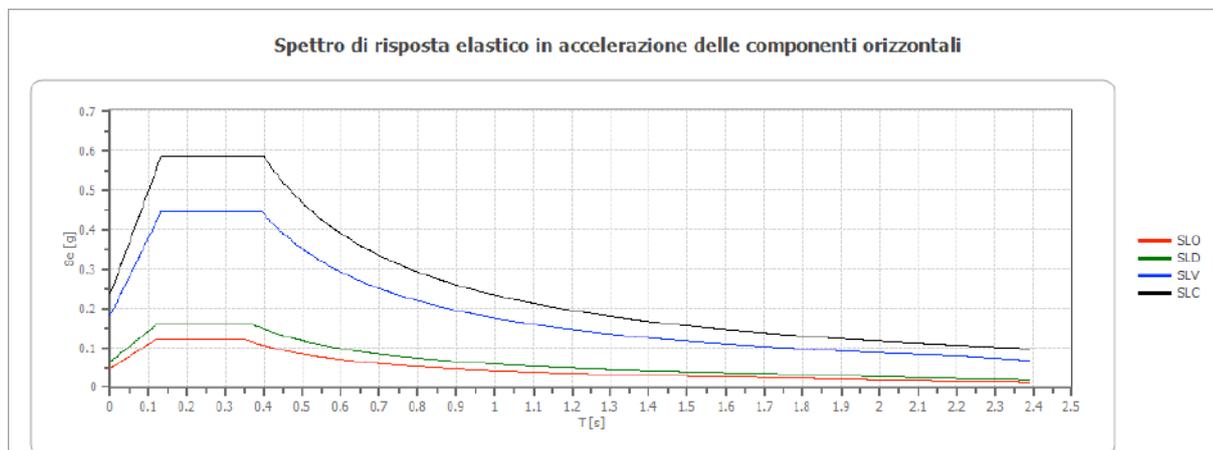
Categoria topografica:

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.010	0.013	0.044	0.057
kv	0.005	0.006	0.022	0.028
amax [m/s <sup>2</sup> ]	0.469	0.635	1.791	2.328
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	$\beta$ [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.040	2.513	0.238	1.200	1.470	1.000	1.200	1.000	0.117	0.350	1.760	0.048	0.120
SLD	1.0	0.054	2.471	0.253	1.200	1.450	1.000	1.200	1.000	0.122	0.367	1.816	0.065	0.160
SLV	1.0	0.152	2.429	0.278	1.200	1.420	1.000	1.200	1.000	0.132	0.395	2.209	0.183	0.444
SLC	1.0	0.198	2.472	0.280	1.200	1.420	1.000	1.200	1.000	0.133	0.398	2.391	0.237	0.587

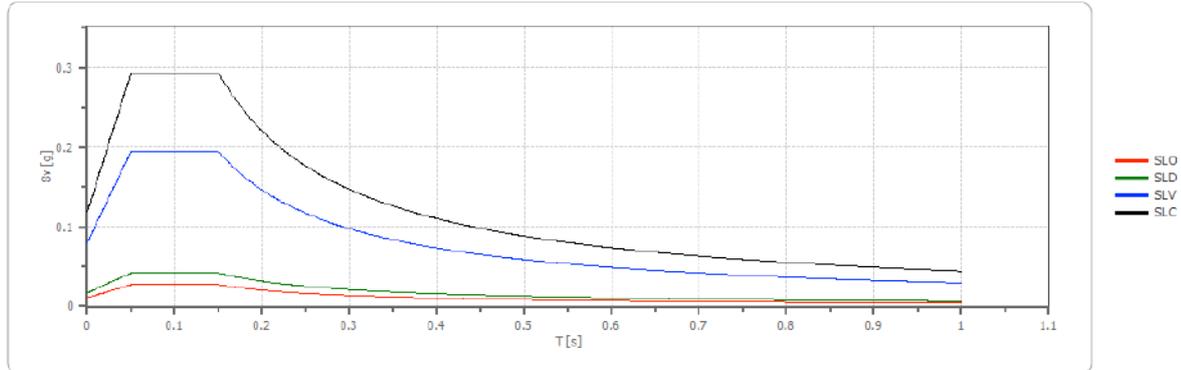
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso  $\zeta$ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico  $\beta = [10/(5+\zeta)]^{(1/2)}$ : 1.000

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA PER LA RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI UN FABBRICATO UNIFAMILIARE IN LOC. TENDE**

**Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali**



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	μ [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.040	2.513	0.238	1	1.470	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.011	0.027
SLD	1.0	0.054	2.471	0.253	1	1.450	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.017	0.042
SLV	1.0	0.152	2.429	0.278	1	1.420	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.080	0.195
SLC	1.0	0.198	2.472	0.280	1	1.420	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.119	0.294

## 4 RELAZIONE IDROGEOLOGICA

### SMALTIMENTO ACQUE NERE

Il progetto prevede la realizzazione del sistema di smaltimento delle acque nere in una zona non servita da pubblica fognatura secondo quanto previsto dal Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto.

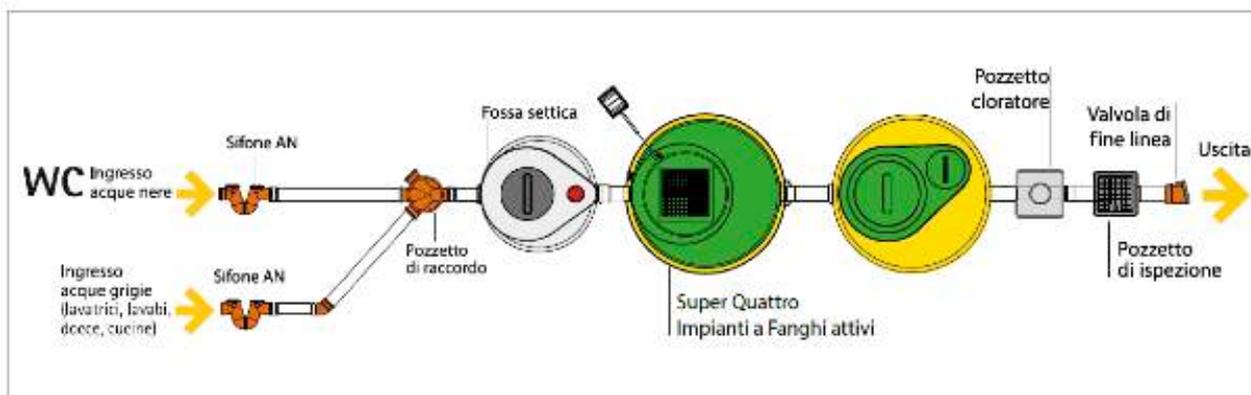
Al fine di dimensionare correttamente i sistemi di trattamento dei reflui, occorre determinare innanzitutto il numero di abitanti equivalenti (a.e.), che per convenzione si possono definire come di seguito riportato:

- Casa di civile abitazione: 1 a.e. per camere con superficie fino a 14 mq  
2 a.e. per camera con superficie superiore a 14 mq
- Albergo o complesso ricettivo: come per le case di civili abitazione; aggiungere 1 a.e. ogniqualvolta la superficie di una stanza aumenta di 6 mq oltre i 14 mq
- Fabbriche e laboratori artigianali: 1 a.e. ogni 2 dipendenti, fissi o stagionali, durante la massima attività  
Ditte e uffici commerciali: 1 a.e. ogni 3 dipendenti fissi o stagionali, durante la massima attività
- Ristoranti e trattorie: 1 a.e. ogni 3 posti (massima capacità ricettiva delle sale da pranzo 1,20 mq per persona)
- Bar, Circoli e Club: 1 a.e. ogni 7 persone
- Scuole: 1 a.e. ogni 10 posti banco
- Cinema, Stadi e Teatri 1 a.e. ogni 30 posti

**La progettazione del sistema disperdente in esame è stata fatta considerando 10 ab/eq. (5 camere > 14 mq).**

### **-Caratteristiche dell'impianto-**

Gli scarichi domestici derivanti da fabbricati non allacciabili a pubblica fognatura possono essere smaltiti sul suolo, purchè vengano rispettate le norme tecniche previste dall'art. 21 del Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto. Il sistema adottato è il sistema a fanghi attivi della ditta REDI modello "Superquattro S.Q.3" per 10 ab/eq..



Schema del sistema di smaltimento delle acque nere

### **-Degrassatore-**

È necessario installare degli idonei pozzetti per la raccolta dei liquami e degli oli alimentari, che sono particolarmente nocivi per il buon funzionamento del sistema assorbente. Questi pozzetti, detti degrassatori, vengono posti in corrispondenza degli scarichi delle cucine e vengono dimensionati tenendo conto del volume di liquami che si accumulano nel periodo intercorrente tra due svuotamenti successivi. Per mantenere in efficienza il degrassatore è necessario che le semplici operazioni di manutenzione e conduzione vengano condotte con accuratezza e regolarità (rimozione del materiale galleggiante e del materiale depositato).

È regola accettabile che per il dimensionamento, la capacità del condensagrassi sia calcolata a 50 litri/abitante/giorno. Prima dello scarico a valle dei sistemi di smaltimento dovrà essere previsto un pozzetto, idoneo all'esecuzione dei prelievi.

### **FILTRO PERCOLATORE FANGHI ATTIVI SUPERQUATTRO S.Q.3**

L'impianto di trattamento degli scarichi domestici tipo SUPERquattro è prefabbricato in polietilene ed è formato da una fase di ossidazione/nitrificazione dei liquami tramite diffusione di aria a bolle fini ad opera di un compressore a membrana posto esternamente al manufatto, una fase di denitrificazione in condizioni anossiche, una fase di sedimentazione in un'apposita zona di quiete e una fase di affinamento finale su massa filtrante in ambiente anaerobico. Il sistema è composto da: Impianto a Fanghi Attivi Compact e Filtro Percolatore Anaerobico Anapackage, che effettuano la depurazione dei liquami per il successivo scarico in terreno.

Tale sistema è dimensionato per 10 ab/equ come si evince dalla tabella sottostante.

Rif	Articolo	Codice	Utenti (A.E.)	Volume Tot. (m <sup>3</sup> )	Super	D (cm)	Altezza (cm)	Potenza (W)	Filtro Percolatore Anaerobico	D (cm)	Altezza (cm)
9300	S.Q.1	IS09300	4	2,1	S.A.1	120	140	30	TIPO 1000	110	122
9301	S.Q.2	IS09301	7	2,4	S.A.2	120	160	40	TIPO 1000	110	122
9302	S.Q.3	IS09302	10	3,3	S.A.3	120	180	40	TIPO 1500	120	140
9303	S.Q.4	IS09303	15	5,4	S.A.4	160	230	85	TIPO 2000	120	195
9304	S.Q.5	IS09304	20	6,4	S.A.4	160	230	85	TIPO 3000	147	200
9305	S.Q.6	IS09305	26	9,0	F.A.6	215	220	200	TIPO 3000	147	200
9306	S.Q.7	IS09306	32	12,0	F.A.7	215	270	700	TIPO 4000	147	245
9307	S.Q.8	IS09307	40	14,0	F.A.8	215	305	1100	TIPO 6000	215	220

**Il sistema come dichiarato dalla ditta REDI rispetta la conformità qualitativa dei limiti previsti dall'Allegato 5 tabella 4 D. LGS 152/06 "limiti per scarico sul suolo" (che coincide con la tab. 2 delle N.T.A. Piano di Tutela della Acque della Regione Veneto approvato con D.C.C. 106 del 4 novembre 2009 e poi modificate con D.G.R.V. 842/2012). Le acque di scarico del sistema potranno verranno recapitate sul suolo tramite subirrigazione (lunghezza tubo 5 m).**



### SUPER QUATTRO

Impianto a Fanghi Attivi prefabbricato in polietilene, adatto a trattare i reflui provenienti da scarichi domestici per il successivo recapito in terreno.



Tipologia scarico



Possibili recapiti



Allacciamento

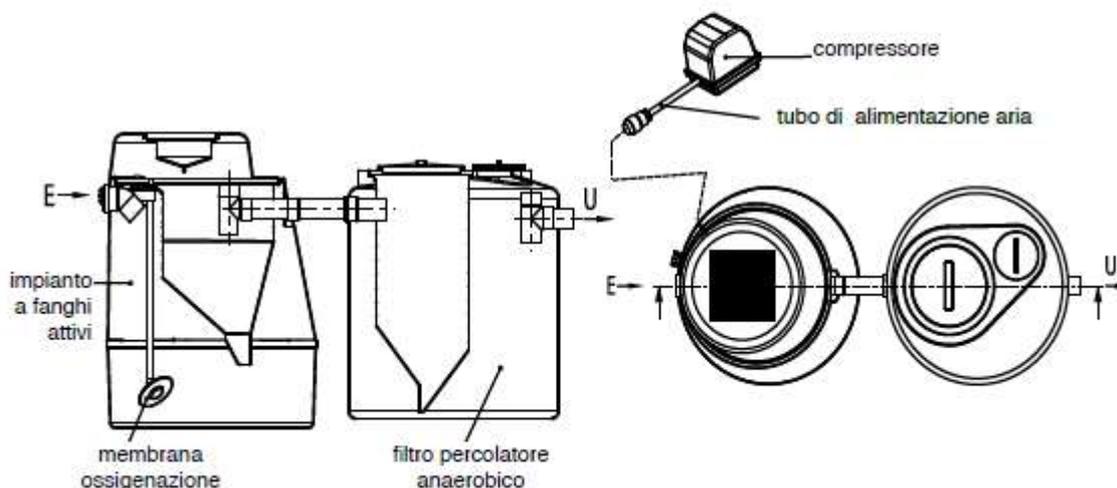
#### APPLICAZIONE

Trattamento scarichi domestici per recapito in terreno

#### UTENZA

Fino a 40 abitanti equivalenti

Rif	Articolo	Codice	Utenti (A.E.)	Volume Tot. (m <sup>3</sup> )	Super	D (cm)	Altezza (cm)	Potenza (W)	Filtro Percolatore Anaerobico	D (cm)	Altezza (cm)
9300	S.Q.1	IS09300	4	2,1	S.A.1	120	140	30	TIPO 1000	110	122
9301	S.Q.2	IS09301	7	2,4	S.A.2	120	160	40	TIPO 1000	110	122
9302	S.Q.3	IS09302	10	3,3	S.A.3	120	180	40	TIPO 1500	120	140
9303	S.Q.4	IS09303	15	5,4	S.A.4	160	230	85	TIPO 2000	120	195
9304	S.Q.5	IS09304	20	6,4	S.A.4	160	230	85	TIPO 3000	147	200
9305	S.Q.6	IS09305	26	9,0	F.A.6	215	220	200	TIPO 3000	147	200
9306	S.Q.7	IS09306	32	12,0	F.A.7	215	270	700	TIPO 4000	147	245
9307	S.Q.8	IS09307	40	14,0	F.A.8	215	305	1100	TIPO 6000	215	220



## VOCE DI CAPITOLATO

Impianto di trattamento degli scarichi domestici tipo *Super Quattro* prefabbricato in polietilene; formato da una fase di ossidazione/nitrificazione dei liquami tramite diffusione di aria a bolle fini ad opera di un compressore a membrana posto esternamente al manufatto, una fase di denitrificazione in condizioni anossiche, una fase di sedimentazione in un'apposita zona di quiete e una fase di affinamento finale su massa filtrante in ambiente anaerobico. Il sistema è composto da: Impianto a Fanghi Attivi *Super* e Filtro Percolatore Anaerobico *Anapackage*, che effettuano la depurazione dei liquami per il successivo scarico in terreno.

### FASI DEL TRATTAMENTO OSSIDAZIONE/NITRIFICAZIONE

dei liquami in ingresso al *Super*, mediante erogazione di aria inviata da un compressore a membrana assolutamente silenzioso; l'aria a bolle fini è distribuita mediante diffusori inintasabili in EPDM.

### DENITRIFICAZIONE

Dei reflui ossidati e nitrificati, ottenuta nello stesso comparto ma in condizioni anossiche, senza insufflazione di aria dal compressore, al fine di ridurre la concentrazione di azoto nell'effluente.

### SEDIMENTAZIONE

Dei fanghi prodotti nella zona di ossidazione del *Super*, che avviene con opportuni tempi di residenza in una apposita zona di quiete ricavata all'interno del manufatto.

### AFFINAMENTO

Finale effettuato in un Filtro Percolatore Anaerobico *Anapackage*, opportunamente riempito con supporti in polipropilene ad elevata superficie specifica, per facilitare la formazione in condizioni anossiche della flora batterica adesa, che completa il trattamento ed aumenta la resa depurativa, consentendo di ottenere una rimozione spinta dell'azoto per il successivo scarico delle acque in uscita in terreno.

## INSTALLAZIONE

N.B.: Prima di installare l'impianto è necessario ottenere il parere positivo dell'ente competente, al quale deve essere presentata la domanda di autorizzazione allo scarico.

### SCAVO

Realizzate lo scavo di dimensioni adeguate. Stendete sul fondo dello scavo uno strato di sabbia o altro inerte pezzatura da 0 a 5 mm, dello spessore di 10 cm. Inumidite la sabbia e livellate il piano di appoggio prima di posizionare i manufatti.

### RACCORDI

Collegate il compressore alla tubazione dell'aria all'interno del manufatto. Il compressore andrà posizionato in un idoneo pozzetto areato al riparo dagli agenti atmosferici, ad una distanza dall'impianto inferiore a 10 m.

Raccordate l'uscita del *Filtro Percolatore Anaerobico* ad una cameretta di ispezione con un tubo in PVC diametro (...)\*.

Raccordate l'uscita del *Super* all'entrata del *Filtro Percolatore Anaerobico* con un tubo in PVC diametro (...)\*.

Raccordate lo scarico all'entrata del *Super* con un tubo in polipropilene o PVC diametro (...)\*

(...)\* vedi tabella di riferimento in funzione del modello

### RIEMPIMENTO

Riempite i manufatti di acqua pulita al fine di avviare correttamente il processo biologico.

### RINFIANCO E RIFINITURA

Procedete al rinfianco con sabbia umida o altro inerte pezzatura da 0 a 5 mm. Rifinite la sommità del rinfianco secondo le modalità indicate nell'allegato "Consigli di installazione".

Per evitare eventuali ritorni di odore dei bagni, posizionare un pozzetto sifonato a monte dell'impianto. Qualora negli scarichi dei bagni non fosse presente una canna di ventilazione è necessario collegare un tubo di PVC Ø 2" allo sfiato di sicurezza del *Super* ed inviarlo al livello del tetto dell'abitazione.

### COLLEGAMENTO ELETTRICO

Effettuate il collegamento elettrico predisponendo una linea a 220 Volt che alimenti il compressore del *Super* e che garantisca la tenuta stagna delle connessioni.

## UTILIZZO

### AVVIAMENTO ED USO

Dopo aver effettuato l'installazione come prescritto ed a regola d'arte, controllate che il compressore e il diffusore d'aria del *Super* funzionino correttamente. Al fine di accelerare l'avviamento dell'impianto immettete il kit di batteri liofilizzati all'interno della zona di ossidazione.

Il processo biologico necessita di circa 40/60 giorni per entrare a regime, durante il quale la soffiante deve essere fatta funzionare in continuo; passato questo intervallo di tempo, la flora batterica può considerarsi sviluppata in quantità sufficiente ad effettuare la corretta azione depurativa, e la soffiante dovrà essere regolata secondo un funzionamento di due ore e una pausa di un'ora, utilizzando il temporizzatore fornito in dotazione.

### CONTROLLO E MANUTENZIONE

Verificate che nel sedimentatore del *Super* non vi siano zone di ristagno del fango che può dare origine a processi anaerobici. Verificate periodicamente che nessun corpo grossolano ostruisca l'ingresso dei liquami o l'uscita delle acque dai manufatti e che il livello del fango non raggiunga la quota del fondo dei tronchetti di uscita.

Per il *Filtro Percolatore Anaerobico* è buona norma effettuare un'operazione di pulizia del filtro almeno una volta all'anno, lavando il materiale accumulatosi all'interno con acqua in pressione, alla presenza di un autosurgito.

Ogni sei mesi circa provvedete all'asportazione dei fanghi di supero del *Super* e del *Filtro Percolatore Anaerobico* contattando aziende specializzate.

## RENDIMENTI E GARANZIE

**REDI garantisce gli standard qualitativi dell'effluente indicati dal D.L.vo. n° 152/06, Allegato 5, Tabella 4.**

**REDI garantisce tutte le apparecchiature elettromeccaniche per un periodo di 12 mesi decorrenti dalla data di consegna.**

**REDI garantisce la conformità delle apparecchiature installate alla Direttiva Europea Macchine 2006/42/CE.**

## **DIMENSIONAMENTO VASCA IRRIGAZIONE**

La legge Regionale 14 del 04/04/2019 "Veneto 2050" prevede quanto segue:

### **Art. 6 Interventi edilizi di ampliamento.**

1. È consentito l'ampliamento degli edifici esistenti, nei limiti del 15 per cento del volume o della superficie, in presenza delle seguenti condizioni:

a) che le caratteristiche costruttive siano tali da garantire la prestazione energetica, relativamente ai soli locali soggetti alle prescrizioni in materia di contenimento del consumo energetico ai sensi del decreto legislativo 19 agosto 2005, n. 192 "Attuazione della direttiva 2002/91/CE relativa al rendimento energetico nell'edilizia", almeno in classe A1 della parte ampliata;

b) che vengano utilizzate tecnologie che prevedono l'uso di fonti energetiche rinnovabili, secondo quanto previsto dall'Allegato 3 del decreto legislativo n. 28 del 2011.

2. L'ampliamento può essere realizzato in aderenza, in sopraelevazione o utilizzando un corpo edilizio già esistente all'interno dello stesso lotto. Sia l'edificio che l'ampliamento devono insistere in zona territoriale omogenea propria.

3. La percentuale di cui al comma 1 è elevata fino ad un ulteriore 25 per cento con le modalità stabilite dall'allegato A, in funzione della presenza di uno o più dei seguenti elementi di riqualificazione dell'edificio e della sua destinazione d'uso residenziale o non residenziale:

a) eliminazione delle barriere architettoniche di cui alle lettere a), b) e c), del comma 1, dell'articolo 7, della legge regionale 12 luglio 2007, n. 16 "Disposizioni generali in materia di eliminazione delle barriere architettoniche";

b) prestazione energetica dell'intero edificio corrispondente alla classe A4;

c) messa in sicurezza sismica dell'intero edificio;

d) utilizzo di materiali di recupero;

e) utilizzo di coperture a verde;

f) realizzazione di pareti ventilate;

g) isolamento acustico;

h) **adozione di sistemi per il recupero dell'acqua piovana;**

i) rimozione e smaltimento di elementi in cemento amianto;

l) utilizzo del BACS (Building Automation Control System) nella progettazione dell'intervento;

m) utilizzo di tecnologie che prevedono l'uso di fonti energetiche rinnovabili con una potenza non inferiore a 3 kW.

**Dimensionamento della vasca/serbatoio.**

Per calcolare indicativamente il dimensionamento del serbatoio, si utilizza tradizionalmente uno schema del tipo seguente, per calcolare la resa della pioggia:

$$R = S \text{ (m}^2\text{)} \times Vp \text{ (litri/m}^2\text{)} \times Vt$$

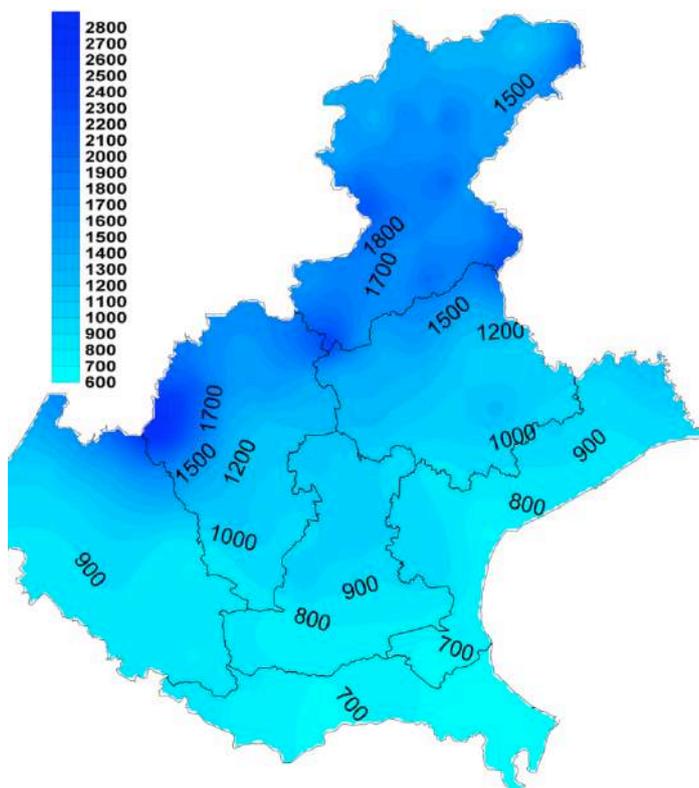
**R: Resa della Pioggia**

**S: Superficie del tetto proiettata**

La superficie del tetto proiettata è la base dell'edificio (casa, capannone etc), indipendentemente dalla forma e dall'inclinazione.

**Vp: Valori di Precipitazione**

Il valore di precipitazione locale indica la quantità di pioggia annuale;





**Vt: Valore copertura tetto**

Materiale di costruzione tetto	Valore
Tegole in argilla, cotta e smaltata	0,9
Tetto in cemento o ardesia	0,8
Tetti piani con inghiaia	0,6
Tetti verdi	0,4

Solitamente si fa riferimento al fabbisogno idrico per utilizzi domestici utilizzando i valori riportati in tabella:

Fabbisogno Idrico (Fi) per utilizzi domestici						
Utente	Valore Medio Annuo		Nr		Fabbisogno Idrico (Fi)	
WC	9.000 litri	x	7	persone =	63000	+
Lavatrice	5.000 litri	x	7	persone =	35000	+
Pulizie Domestiche	1.000 litri	x	7	persone =	7000	+
Giardinaggio	450 litri/m <sup>2</sup>	x	1000	m <sup>2</sup> =	45000	+
Altro	....	x		=		=
<b>Totale fabbisogno idrico (Fi)</b>					<b>150000</b>	<b>Litri</b>

### Valori da considerare per impianti di grandi dimensioni:

**Scuole** = 1000 litri/persona

**Uffici** = 1500 litri/persona

**Agricoltura** = per l'irrigazione in agricoltura, il fabbisogno idrico varia molto in funzione delle colture in essere e del tipo di irrigazione (goccia, pioggia, subirrigazione etc.). In tali casi il calcolo per il dimensionamento dovrà tenere conto di tutte queste variabili.

### Il volume minimo del serbatoio (V) sarà quindi:

$$V = Fc \text{ (litri)} \times K$$

Il fattore di calcolo (**Fc**) è il valore più piccolo tra la resa della pioggia (**R**) ed il fabbisogno idrico (**Fi**).

La costante (**K**) è 0,0625.

Prima dell'installazione del sistema di recupero dell'acqua piovana si raccomanda di informarsi presso il Comune o gli altri Enti Locali preposti in merito alle normative locali vigenti (laddove esistono) sul trattamento delle acque meteoriche ad uso domestico (impiego di debatterizzanti, separazione dell'acqua piovana dall'acqua potabile, ecc).

### CALCOLO VOLUME DI ACQUA METEORICA RECUPERABILE

$$R = S \text{ (m}^2\text{)} \times Vp \text{ (litri/m}^2\text{)} \times Vt = 280 \times 1100 \times 0,9 = 277.200 \text{ l}$$

$$Fi = 150000$$

$$V = Fc \text{ (litri)} \times K = 150000 \times 0,0625 = 9300 \text{ Litri} = 9,375 \text{ m}^3$$

## 5 CONCLUSIONI

**Fattibilità geologica:** l'area in cui è inserito il sito si può definire (in base alle considerazioni espresse nella presente relazione) a medio basso "rischio idrogeologico s.l.". Nell'area in esame al di sotto della coltre di alterazione detritico-argillosa di spessore esiguo (decine di centimetri) che sovrasta le calcareniti marnose con stratificazione maldistinta. Il sito in esame non risulta rientrare in aree a pericolosità di frana dal P.A.I. dell'Adige ed è classificato nella carta delle fragilità del PATI come area idonea ai fini edificatori.

**Fattibilità geotecnica:** Il terreno dal punto di vista meccanico si presenta mediamente omogeneo lateralmente, fatta eccezione per lo strato di riporti spesso circa 2,5 m individuato nel settore immediatamente a sud del fabbricato. Le resistenze sono ottimali in corrispondenza del substrato roccioso.

Il progetto prevede la demolizione e ricostruzione di un fabbricato avente sagoma rettangolare (17,6 x 9,60 m) disposto su n. 2 piani fuori terra con sottotetto con adiacente garage.

In virtù delle caratteristiche meccaniche dei terreni rilevati ed in accordo coi progettisti sono state verificate le resistenze di progetto di una fondazione di tipo **nastriforme** poggiante entro il substrato calcareo.

Per quanto concerne l'area di prevista realizzazione della piscina si consiglia di rimuovere i riporti presenti e di poggiare la platea di fondazione sul substrato roccioso. Se non fosse possibile si raccomanda la predisposizione di uno strato di stabilizzato ben compattato previa rimozione di tutti i riporti.

### ANALISI INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE

*L'analisi delle fondazioni è stata condotta secondo le disposizioni contenute nelle NTC 2018 in vigore (D.M. 17/01/2018), considerando un carico unitario compatibile con le scelte progettuali e le resistenze disponibili. La geometria delle fondazioni e le azioni di progetto inserite in analisi sono da considerarsi orientative in quanto hanno la finalità di valutare le resistenze dei terreni a stimare l'ordine di grandezza dei cedimenti teorici.*

*Stime più precise e dettagliate sono possibili a seguito della conoscenza esatta delle sollecitazioni di progetto (carichi agenti, momenti, e loro distribuzione sulla struttura).*

- **Resistenze di progetto:** l'analisi del sistema terreno-fondazione indica che le resistenze di progetto, calcolate con il metodo più cautelativo ed in condizioni sismiche sono comprese tra 477 e 580 kN/m<sup>2</sup>, in riferimento alla soluzione analizzata poggiante entro il substrato calcareo ed ipotizzando un carico uniformemente distribuito pari a 100 kN/m<sup>2</sup>.

- **Cedimenti:** i cedimenti teorici valutati per la tipologia di fondazione analizzata, per un carico uniformemente distribuito pari a 100 kN/m<sup>2</sup>, risultano di entità trascurabile purchè le fondazioni poggino entro il substrato calcareo.

**Rischio sismico:** la normativa sismica in vigore assegna il Comune di Colognola ai colli alla **Classe 3**. Considerato l'assetto geologico, geomorfologico e stratigrafico dell'area in cui è inserito il sito i rischi legati a sismicità sono remoti mentre suolo di fondazione è classificato come **B** e la categoria topografica **T1**.

Per quanto riguarda l'analisi della curva H/V si evince quanto segue:

La curva H/V presenta due picchi con apprezzabile ampiezza del rapporto H/V alle frequenze di 1,2 Hz e 21,2 Hz circa; entrambi i picchi, dall'analisi degli spettri delle singole componenti e dalla componente direzionale, sono da attribuirsi a contrasti di impedenza sismica tra sismostrati (quindi non di natura antropica). Il picco a 1,2 Hz, di minor ampiezza, è riconducibile ad un cambio litologico molto profondo (passaggio tra formazioni rocciose a diverso grado di fratturazione) mentre il secondo, è correlabile ad un contrasto d'impedenza piuttosto superficiale (circa 4 m da p.c.) riconducibile all'interfaccia tra strato di alterazione e substrato roccioso.

La frequenza fondamentale di sito è determinabile nel picco  $f_0 = 21,19 \text{ Hz}$  ( $T = 0,047 \text{ s}$ ) in quanto il picco analizzato soddisfa completamente i criteri del protocollo SESAME per un picco chiaro ed isolato. Si ritiene tuttavia che possano essere esclusi fenomeni di amplificazione sismica poiché tale frequenza non è di interesse ai fini ingegneristici.

**Smaltimento acque nere:** Sulla base delle indagini eseguite si è evidenziata la presenza della coltre-detritico- argillosa dello spessore variabile sovrastante il substrato calcareo roccioso eocenico.

Il sistema scelto per lo smaltimento delle acque reflue è un impianto a depurazione biologica a fanghi attivi della ditta REDI modello "Superquattro S.Q.3".

**Il sistema come dichiarato dalla ditta REDI rispetta la conformità qualitativa dei limiti previsti dall'Allegato 5 tabella 4 D. LGS 152/06 "limiti per scarico sul suolo" (che coincide con la tab. 2 delle N.T.A. del Piano di Tutela della Acque della Regione Veneto approvato con D.C.C. 106 del 4 novembre 2009 e poi modificate con DGRV 842/2012).**

**Le acque di scarico del sistema potranno verranno recapitate sul suolo tramite subirrigazione (lunghezza tubo 5 m).**

Il sistema di smaltimento in esame rispecchia le indicazioni previste dall'art. 21 del Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto.

**Smaltimento acque bianche e vasca irrigazione:** le acque provenienti dalle coperture verranno accumulate in una vasca con una capacità non inferiore a 9,375 m<sup>3</sup> e il troppo pieno della vasca verrà smaltito sul suolo con trincea drenante della lunghezza di 5 m.

*N.B. I valori strumentali delle prove penetrometriche così come le registrazioni delle indagini geofisiche sono conservati nel database dello studio, e la loro elaborazione secondo gli autori noti in bibliografia specialistica sono di proprietà intellettuale dello scrivente pertanto saranno forniti alla committenza, o ai progettisti incaricati, previa richiesta scritta e firmata corredata da motivazione.*

*Indagini e relazione eseguite nel periodo di Marzo 2020*

Dr. Geol. Matteo Scalzotto

