

---

COMMITTENTE

CITTA' DI  
VENEZIA



CITTA' DI VENEZIA  
DIREZIONE LAVORI PUBBLICI

IL RESP. DEL PROCEDIMENTO  
Arch. Alberto Chinellato

---

PROGETTISTA



Sede legale - Marcon (VE) via delle industrie 2/2  
Sede operativa VENEZIA: via delle industrie 9 c/o VEGA, Venezia (VE)  
Sede operativa PADOVA: via Vittorio Emanuele II 2/a, Conselve (PD)  
T.0415101422 e-mail info@duebarradue.com P.I. 03831070275

*COPYRIGHT STUDIO DUEBARRADUE. Tutti i diritti sono riservati a norma di legge.*

ARCHITETTO EDOARDO GAMBA  
ARCHITETTO DAVIDE PESAVENTO  
INGEGNERE FILIPPO VOLTAN

---

PROGETTO

**PROGETTO ESECUTIVO**

RIPRISTINO STRUTTURALE DEL PONTE LONGO  
A MURANO (C.I.14626).

---

TITOLO

**RELAZIONE GEOTECNICA**

TAVOLA N.

**S.E.03.R.RG**

Scala: -  
Data: 03/2022  
Disegnato da: F.B.  
Plottato in data: -  
Commessa n. 1311/ 2022  
Nome File:S.E.03.R.RG.pdf

---

REVISIONI

REV.	DATA	OGGETTO
00	03/2023	PRIMA EMISSIONE
-	-- / ----	-----
-	-- / ----	-----

## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE.....</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DEL SOTTOSUOLO.....</b>	<b>5</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....</b>	<b>8</b>
<b>5.1</b>	<b>FORMAZIONI COESIVE.....</b>	<b>8</b>
5.1.1	Caratteristiche meccaniche .....	8
5.1.2	Caratteristiche deformative .....	10
<b>5.2</b>	<b>FORMAZIONI GRANULARI .....</b>	<b>10</b>
5.2.1	Caratteristiche fisico- meccaniche .....	10
5.2.2	Caratteristiche deformative .....	11
<b>6</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO.....</b>	<b>13</b>
<b>7</b>	<b>INQUADRAMENTO SISMICO .....</b>	<b>14</b>

## 1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica accompagna la relazione strutturale del ponte Longo di Murano nell'ambito della realizzazione delle opere ripristino strutturale del ponte stesso.

Per quanto riguarda la descrizione dettagliata delle opere strutturali ed i carichi trasmessi dalle elevazioni alle fondazioni si rimanda alle relazioni di calcolo delle strutture in cui sono riportate le verifiche strutturali delle fondazioni e anche di capacità portante.

La presente è stata elaborata sulla base dei risultati delle indagini geotecniche eseguite dalla ditta Geo-Controlli nel 2020.

Le strutture di consolidamento delle fondazioni del ponte sono composte da micropali di fondazione, per le verifiche di capacità portante e strutturali degli elementi di fondazione si rimanda alla relazione di calcolo delle strutture.

## 2        **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

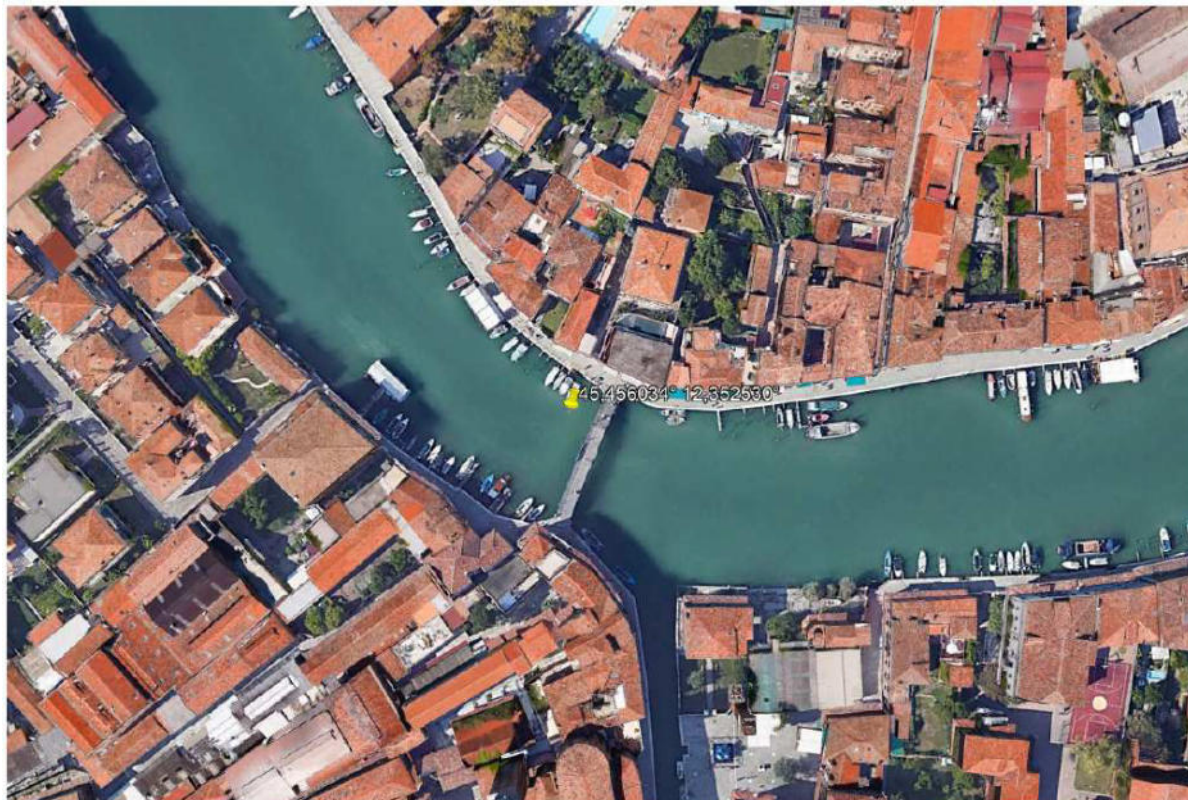
- *D.M. LL. PP. 11.3.1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.*
- *Circ. Min. LL. PP. 24.9.88 – “Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.*
- *D.M. 17.01.2018: Nuove norme tecniche per le costruzioni 2018.*
- *Circolare 21 gennaio 2019 n.7 “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.*
- *Raccomandazioni Associazione Geotecnica Italiana*

## 3        **CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE**

La campagna di indagini geognostiche e di conoscenza dello stato fondazionale svolta, è consistita delle seguenti indagini in situ ed in laboratorio:

- *Controllo della profondità delle fondazioni profonde delle spalle e dimensionamento del plinto delle spalle.*
- *Prova penetrometrica CPTU spinta sino a 30m.*
- *Rilievo della frequenza del sito e Vs30.*

L'ubicazione in pianta delle verticali esplorate è riportata nell'immagine che segue. Si rimanda alle relazioni prodotte da Geo-Controlli per la visione di tutti i risultati delle prove in sito e le considerazioni geologiche e idrogeologiche del sito.



Ubicazione prova CPTU01 - Coordinate WGS84: 45,456034°; 12,352530°

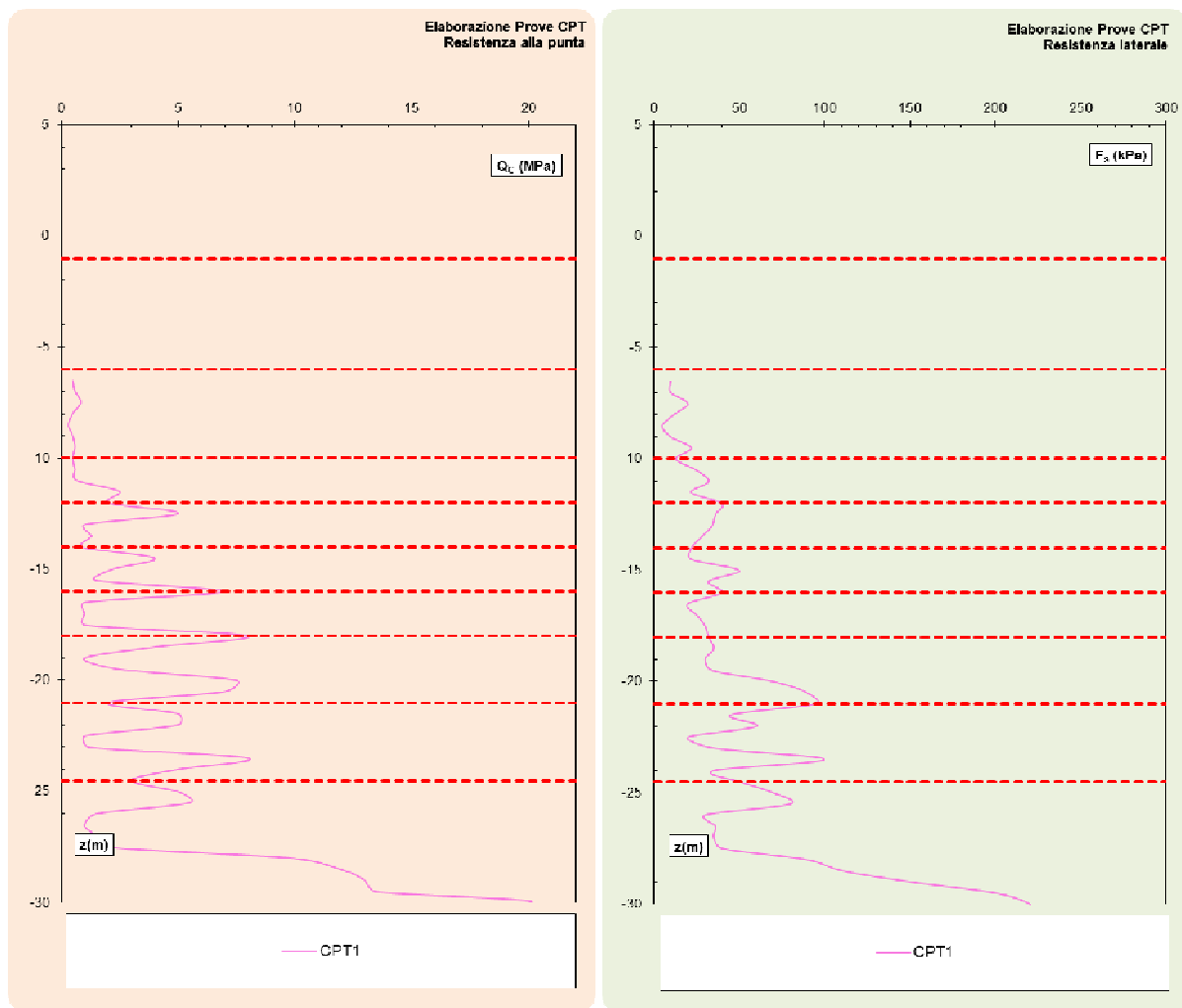
#### 4 CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DEL SOTTOSUOLO

La prova penetrometrica statica (CPTU1) ha rilevato con continuità la resistenza alla punta  $q_c$  (in MPa), di attrito laterale  $f_s$  (in MPa) e l'andamento della sovrappressione neutra  $u$  (in MPa).

Il profilo geotecnico evidenziato dalle indagini è caratterizzato da un'alternanza di sabbie e sabbie limose da debolmente a mediamente addensate con argille e argille limosi di media e scarsa consistenza.

Il **livello di falda** non è stato rilevato in quanto eseguita in canale

I grafici seguente riportano l'andamento con la profondità della resistenza di punta e della resistenza laterale della prova penetrometrica.



La classificazione dei terreni è basata sul riscontro diretto del sondaggio e sui risultati delle prove CPT. In particolare è utilizzato il diagramma logaritmico di Robertson (1990) avente in ascissa il rapporto d'attrito normalizzato adimensionale:

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

e in ordinata la resistenza di punta normalizzata adimensionale:

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

essendo  $q_c$  la resistenza di punta del penetrometro e  $f_s$  la resistenza d'attrito laterale.

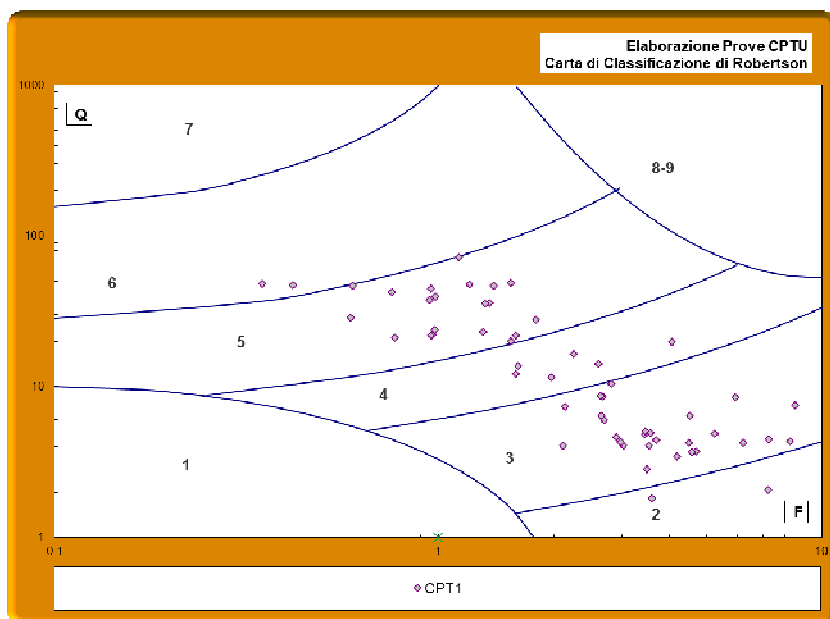
Individuati tali parametri, l'appartenenza alle diverse categorie di terreno (dalla 2 alla 7) è definita dal seguente indice:

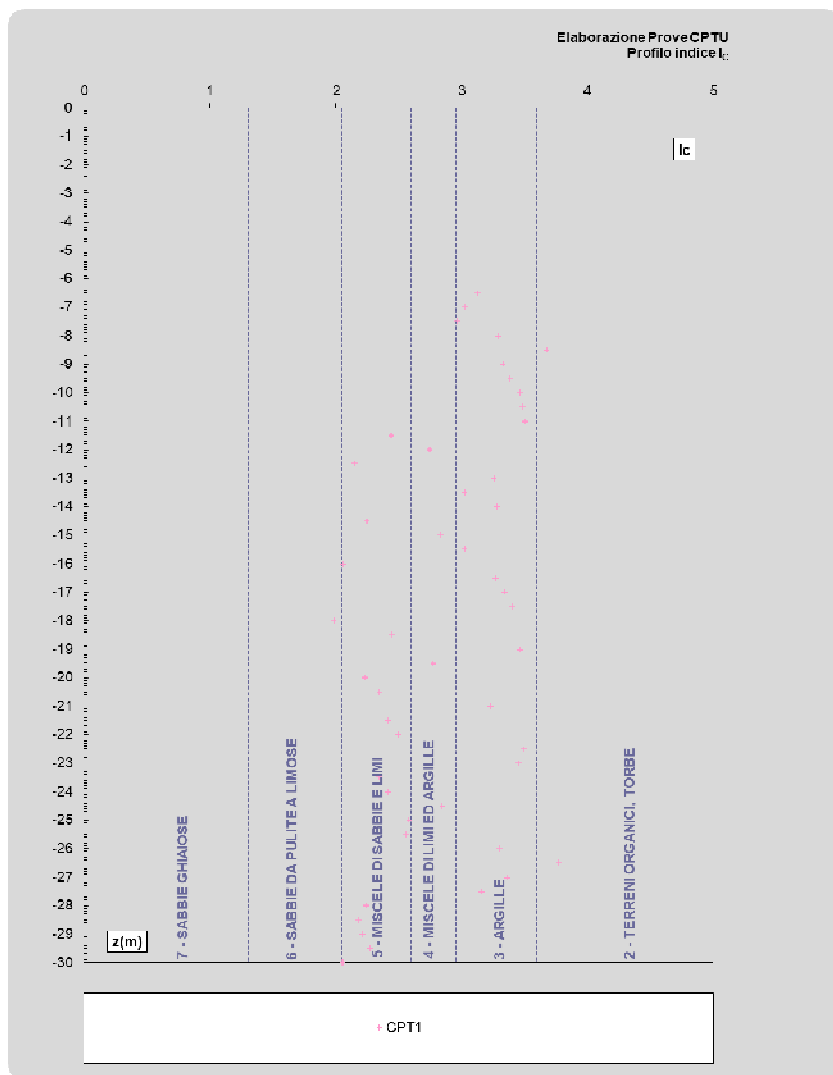
$$I_c = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q - 3.47)^2}$$

Il diagramma di Robertson è suddiviso in 9 zone cui corrispondono altrettante classi di terreno in funzione del precedente indice.

ZONA	INDICE DEL TIPO DI TERRENO	DESCRIZIONE
1	$\sqrt{(\log F + 1)^2 + (\log Q + 0.28)^2} = 1.28$	Terreni sensitivi
2	$I_c > 3,60$	Terreni organici-torbe
3	$2,95 < I_c < 3,60$	Argille-argille limose
4	$2,60 < I_c < 2,95$	Limi argillosi-argille limose
5	$2,05 < I_c < 2,60$	Sabbie limose-limi sabbiosi
6	$1,31 < I_c < 2,05$	Sabbie-sabbie limose
7	$I_c < 1,31$	Sabbie- sabbie con ghiaia
8	$\log Q = 2(\log F)^2 - 4(\log F) + 3.72$	Sabbie cementate-sabbie argillose (fortemente sovraconsolidate o cementate)
9	$\log Q = 2(\log F)^2 - 4(\log F) + 3.72$	Terreni a grana fine (fortemente sovraconsolidati o cementati)

Nel caso in esame le categorie di suolo sopra identificate appartengono prevalentemente alle classi dalla 2 alla 6 si evince dai grafici seguenti il secondo dei quali riporta anche l'andamento dell'indice del tipo di terreno con la profondità per la prova penetrometrica eseguita.





## 5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Con riferimento alle formazioni distinte in precedenza vengono prese in esame le principali caratteristiche geotecniche dei terreni desunte dai risultati delle prove condotte in sito.

Sono prese in considerazione tutte le elaborazioni condotte dalla ditta Geo-Controlli, che ha eseguito le indagini e sono state integrate con altre correlazioni sui parametri determinati dalla prova CPTU.

### 5.1 FORMAZIONI COESIVE

#### 5.1.1 Caratteristiche meccaniche

La determinazione delle caratteristiche meccaniche ( $c_u$  = coesione non drenata) è condotta mediante correlazioni con i risultati delle prove CPT. Le espressioni sono le seguenti:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma'_v}{N}$$



essendo:

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata

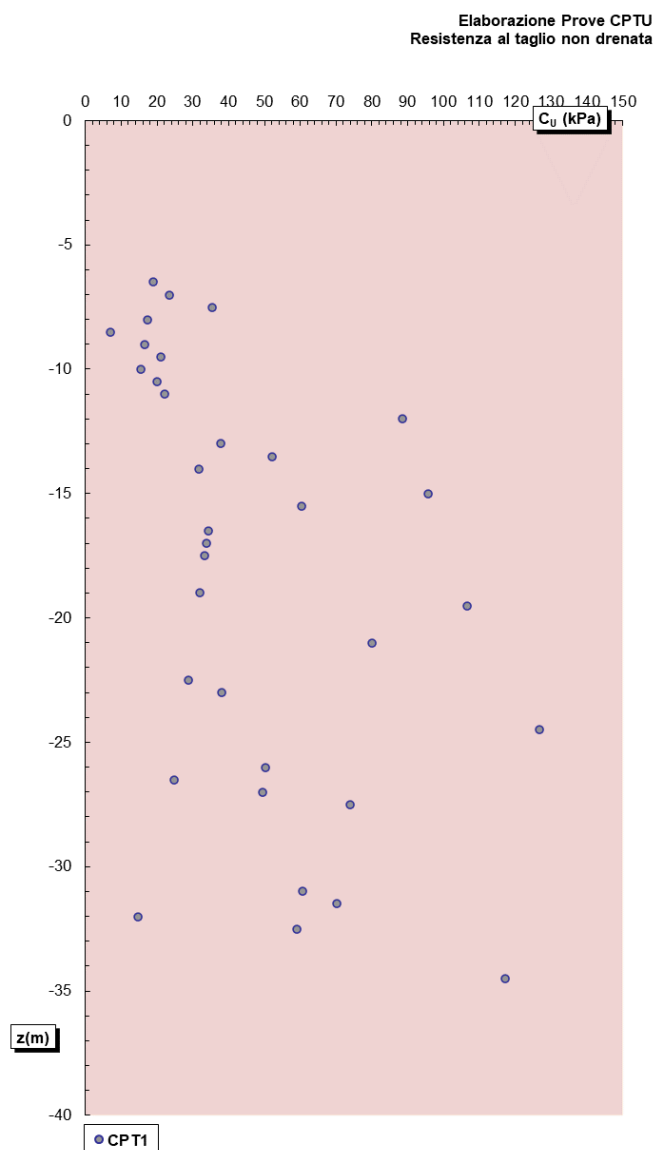
$q_c$  = resistenza di punta misurata nel corso delle prova

$\sigma_{v0}$  = pressione verticale totale;

$N_c = 15 \div 20$

I risultati, in termini di valori mediati all'interno dei singoli strati, sono riportati nel successivo capitolo nella tabella del modello geotecnico.

Nel grafico sottostante sono riportati gli andamenti della coesione non drenata con la profondità in funzione delle prove effettuate.

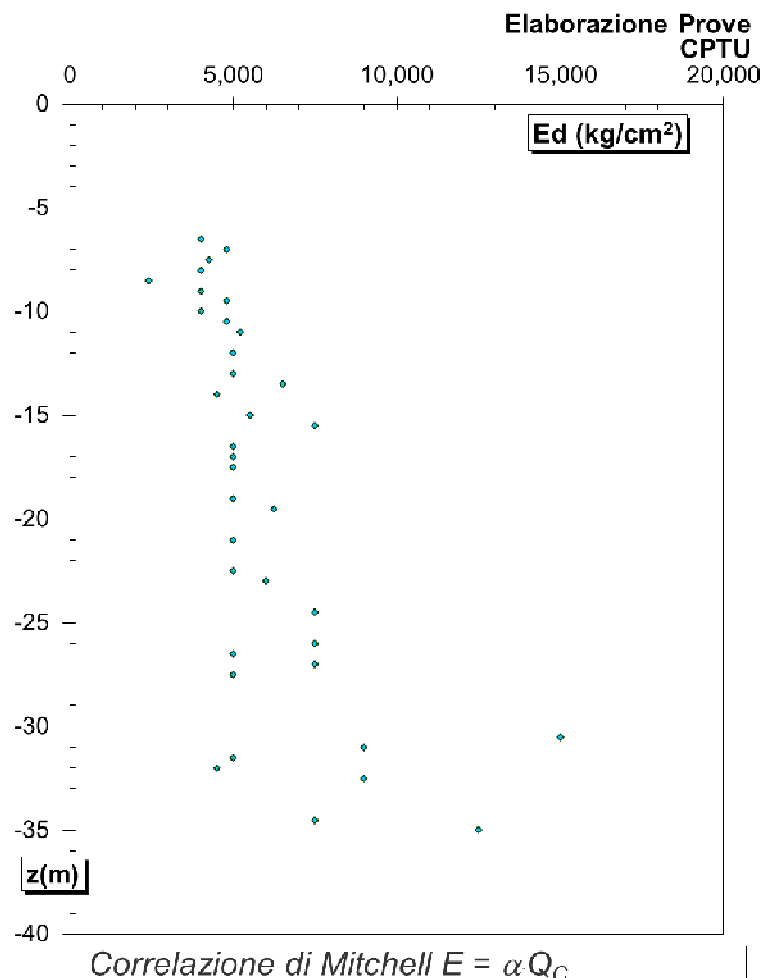


### 5.1.2 Caratteristiche deformative

Il modulo di deformazione del terreno è stato ricavato mediante correlazioni di tipo empirico dai risultati delle prove penetrometriche secondo la correlazione:

$$E_u = \alpha C_u$$

Essendo  $\alpha$  un coefficiente funzione del tipo di terreno e della posizione dello strato rispetto alla falda.



## 5.2 FORMAZIONI GRANULARI

### 5.2.1 Caratteristiche fisico- meccaniche

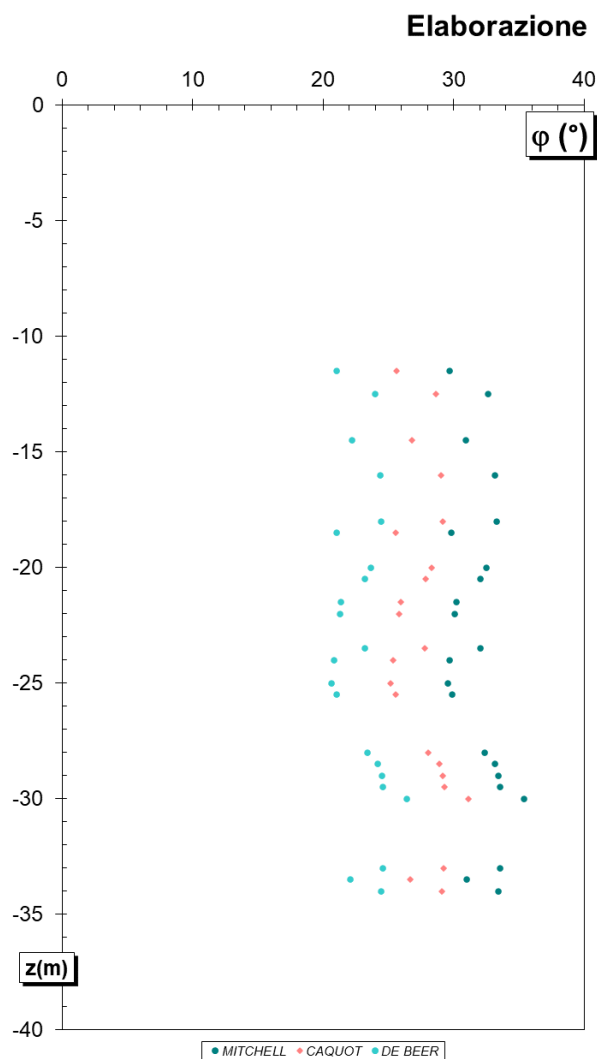
Per quanto riguarda i materiali granulari sono state utilizzate alcune correlazioni tra angolo di attrito e resistenza di punta per le prove CPTU.

Si riportano solo a titolo informativo le formulazioni empiriche adottate per la determinazione dell'angolo di attrito dalle prove CPT:

Mitchell  $\phi = 14.4 + 4.8 \ln(q_c) - 4.5 \ln \sigma$

Caquot  $\phi = 9.8 + 4.96 \ln(q_c/\sigma)$

De Beer  $\phi = 5.9 + 4.76 \ln(q_c/\sigma)$



### 5.2.2 Caratteristiche deformative

Il modulo  $E$  di Young è determinato con la correlazione di Schmertmann tra il modulo di deformazione e la resistenza di punta:  $E = \alpha q_c$

Il modulo di elasticità è stato determinato utilizzando le formule proposte da Bowles [3] sulla base dei risultati delle prove SPT e valide per sabbie limose.

$$E = 300 \cdot (N + 6)$$

Per confronto è stato calcolato il valore di  $E$  applicando le relazioni proposte da altri autori e riportate nella tabella seguente:

AUTORE	FORMULA	TIPO DI TERRENO
Schultze & Menzebach (1961)	$E(kg/cm^2) = 5,27 \cdot N_{SPT} + 76$	Per Sabbia sotto falda
Schmertmann	$E(kg/cm^2) = 2 \cdot B \cdot N_{SPT}$	Sabbie in genere

	B = 4 (Sabbia fine) B = 6 (sabbia media) B = 10 (Sabbia grossolana)	
Bowles	<div> <div>           Sabbia (normalmente consolidata)            Sabbia (satura)            Sabbia (sovracconsolidata)              Sabbia ghiaiosa e ghiaia              Sabbia argillosa            Sabbia limosa         </div> <div> <math>E_s = 500(N + 15)</math>  <math>E_s = (15\,000 + 22\,000) \ln N</math>  <math>E_s^{(3)} = (35\,000 + 50\,000) \log N</math>  <math>E_s = 250(N + 15)</math>  <math>E_s^{(2)} = 18\,000 + 750N</math>  <math>E_{s(OCR)} = E_{s(nc)} (OCR)^{1/2}</math>  <math>E_s = 1200(N + 6)</math>  <math>E_s = 600(N + 6) \quad N \leq 15</math>  <math>E_s = 600(N + 6) + 2000 \quad N &gt; 15</math>  <math>E_s = 320(N + 15)</math>  <math>E_s = 300(N + 6)</math> </div> </div> $N = N_{(55)}$ $E \text{ [KPa]}$	

## 6 MODELLO GEOTECNICO

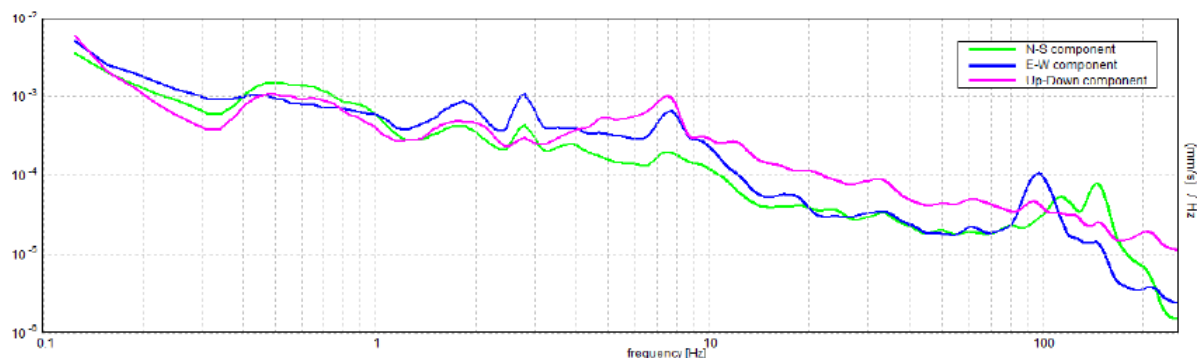
Sulla base di quanto indicato nei precedenti paragrafi si riporta il modello geotecnico della verticale indagata.

		coesivi		incoerenti	
quota assoluta	terreno	MODELLO GEOTECNICO			
		cu [kPa]	Eu [Mpa]	Φ	Ei [Mpa]
-6.50	Argilla				
-7.00	Argilla				
-7.50	Argilla				
-8.00	Argilla				
-8.50	Terreno Organico				
-9.00	Argilla				
-9.50	Argilla				
-10.00	Argilla				
-10.50	Argilla				
-11.00	Argilla	19.69	4.23		
-11.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-12.00	Miscela di Limi e Argille				
-12.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-13.00	Argilla				
-13.50	Argilla				
-14.00	Argilla	52.53	5.25		
-14.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-15.00	Miscela di Limi e Argille				
-15.50	Argilla				
-16.00	Miscela di Sabbia e Limi			27.7	13.75
-16.50	Argilla				
-17.00	Argilla				
-17.50	Argilla	33.85	5.00		
-18.00	Sabbia				
-18.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-19.00	Argilla				
-19.50	Miscela di Limi e Argille	69.21	5.63		
-20.00	Miscela di Sabbia e Limi				
-20.50	Miscela di Sabbia e Limi			27.9	18.13
-21.00	Argilla				
-21.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-22.00	Miscela di Sabbia e Limi			25.8	12.50
-22.50	Argilla				
-23.00	Argilla				
-23.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-24.00	Miscela di Sabbia e Limi			26.5	16.25
-24.50	Miscela di Limi e Argille				
-25.00	Miscela di Sabbia e Limi				
-25.50	Miscela di Sabbia e Limi	68.39	5.88	25.3	13.13
-26.00	Argilla				
-26.50	Terreno Organico				
-27.00	Argilla				
-27.50	Argilla	49.59	6.25		
-28.00	Miscela di Sabbia e Limi				
-28.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-29.00	Miscela di Sabbia e Limi				
-29.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-30.00	Miscela di Sabbia e Limi			29.2	34.25
-30.50	Miscela di Limi e Argille				
-31.00	Argilla				
-31.50	Argilla				
-32.00	Terreno Organico				
-32.50	Argilla	95.08	8.50		
-33.00	Sabbia				
-33.50	Miscela di Sabbia e Limi				
-34.00	Miscela di Sabbia e Limi			28.2	32.50
-34.50	Argilla				
-35.00	Miscela di Limi e Argille	166.99	10.00		

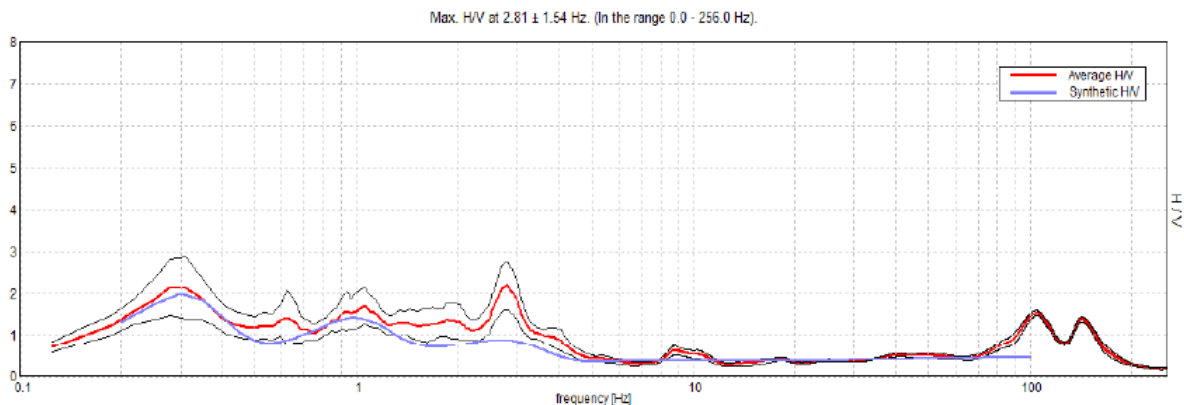
## 7 INQUADRAMENTO SISMICO

In accordo con quanto indicato nelle NTC del D.M. 17/01/2018 nel capitolo "Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche" nel punto 3.2.2. per la determinazione della categoria sismica di sottosuolo si è fatto riferimento alla indagine sismica passiva a stazione singola condotta da Geo-Controlli.

### SINGLE COMPONENT SPECTRA



### H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



L'analisi spettrale ha permesso di osservare l'assenza di un picco di frequenza dovuto a caratteristiche sito specifiche di natura geologica. Si segnala che a circa 3 Hz è presente un picco causato da rumore di natura antropica.

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
1.00	1.00	210	0.42
16.00	15.00	180	0.42
76.00	60.00	290	0.42
356.00	280.00	450	0.42
inf.	inf.	730	0.42

La tabella precedente riporta l'andamento delle velocità determinate da Geo-Controlli nell'ambito della indagine e nella relazione della ditta specializzata è riportato il valore  $V_{s,30}$  pari a 220 m/s.

Dalla ricostruzione del quadro geofisico e dalle indicazioni normative si prevede l'inserimento nella Categoria di Sottosuolo denominata C, così definita: **Categoria C**– *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 e 360 m/s”.*