



**UNIONE EUROPEA**  
Fondi Strutturali e di Investimento Europei

PROGETTO COFINANZIATO DALL'UNIONE EUROPEA - FONDI STRUTTURALI E DI INVESTIMENTO EUROPEI | PROGRAMMA OPERATIVO CITTA' METROPOLITANE 2014 -2020  
E DAL MINISTERO DELL' AMBIENTE PER IL PROGRAMMA SPERIMENTALE NAZIONALE DI MOBILITA' SOSTENIBILE CASA - SCUOLA E CASA - LAVORO"

## PON METRO 2014 - 2020 VE2.2.3.a PISTA CICLABILE PER VENEZIA: OPERE COMPLEMENTARI DI COLLEGAMENTO CON LA RETE CICLABILE ESISTENTE - (C.I. 13842)

### PROGETTO ESECUTIVO

#### COMMITTENTE



**CITTA' DI  
VENEZIA**

Comune di Venezia  
Settore Lavori Pubblici

#### RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

**Ing. Roberto Di Bussolo**

#### PROGETTISTA



**DUEBARRADUE**

— STUDI ASSOCIATI DI PROGETTAZIONE —

Sede legale - Marcon (VE) via delle industrie 2/2  
Sede operativa - Dolo (VE), via benedetto cairolì 113a  
T.0415101422 F. 0415128255 e-mail info@duebarradue.com P.I. 03831070275  
COPYRIGHT STUDIO DUEBARRADUE. Tutti i diritti sono riservati a norma di legge.

#### TITOLO

**Relazione geotecnica**

#### TAVOLA N.

# S.R.02

rev\_

Scala: —

Data: 28/11/2018

Disegnato da: F.N.

Commessa n.920

Nome File: 920\_S.R.02.doc

REVISIONE	DATA	OGGETTO
-----------	------	---------




## 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>10</b>
<b>5.1</b>	<b>FORMAZIONI COESIVE .....</b>	<b>10</b>
5.1.1	Caratteristiche meccaniche .....	10
5.1.2	Caratteristiche deformative .....	11
<b>5.2</b>	<b>FORMAZIONI GRANULARI .....</b>	<b>11</b>
5.2.1	Caratteristiche fisico- meccaniche .....	11
5.2.2	Caratteristiche deformative .....	14
<b>6</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO .....</b>	<b>16</b>
<b>7</b>	<b>INQUADRAMENTO SISMICO.....</b>	<b>17</b>

## **1 PREMESSA**

La presente relazione geotecnica accompagna la relazione strutturale del nuovo ponte ciclo pedonale sul Canal Salso nell'ambito della realizzazione delle opere complementari e di collegamento con la rete ciclabile esistente.

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 Geologia Tecnica sas di Vorlicek P.A. & C. nel 2018.

Le strutture di fondazione del nuovo ponte sono su pali 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

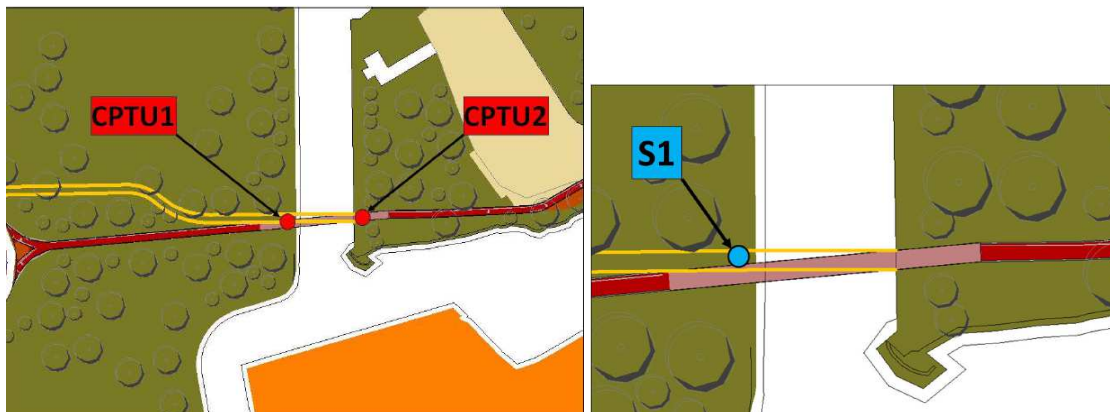
- *D.M. LL. PP. 11.3.1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.*
- *Circ. 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.*
- *Circ. Min. infrastrutture e trasporti 2.02.2009 N° 617: Applicazione norme tecniche per le costruzioni.*
- *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:

- *n.2 prove penetrometriche statiche con piezocono, spinte fino a 27.36 m di profondità dal piano campagna*
- *n. 1 sondaggio a carotaggio continuo fino alla profondità max di 20 m da p.c.*
- *n.4 trincee esplorative*
- *n. 4 prove di carico su piastra a doppio ciclo svolte in trincea alla profondità del piano di imposta delle fondazioni della pista ciclopedonale.*
- *n° 3 prove granulometriche e n° 3 prove Nspt in foro di sondaggio.*
- *Ricerca bibliografica inerente l'area in esame.*

L'ubicazione in pianta delle verticali esplorate è riportata nell'immagine che segue. Si rimanda alle relazioni prodotte da Geotecnica Veneta: elaborati Rel.01/15/039 e Rel.01/16/108 per la visione di tutti i risultati delle prove in sito e le considerazioni geologiche e idrogeologiche del sito.



Planimetria prove CPTU e sondaggio



Planimetria prove di carico su piastra

#### 4 CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DEL SOTTOSUOLO

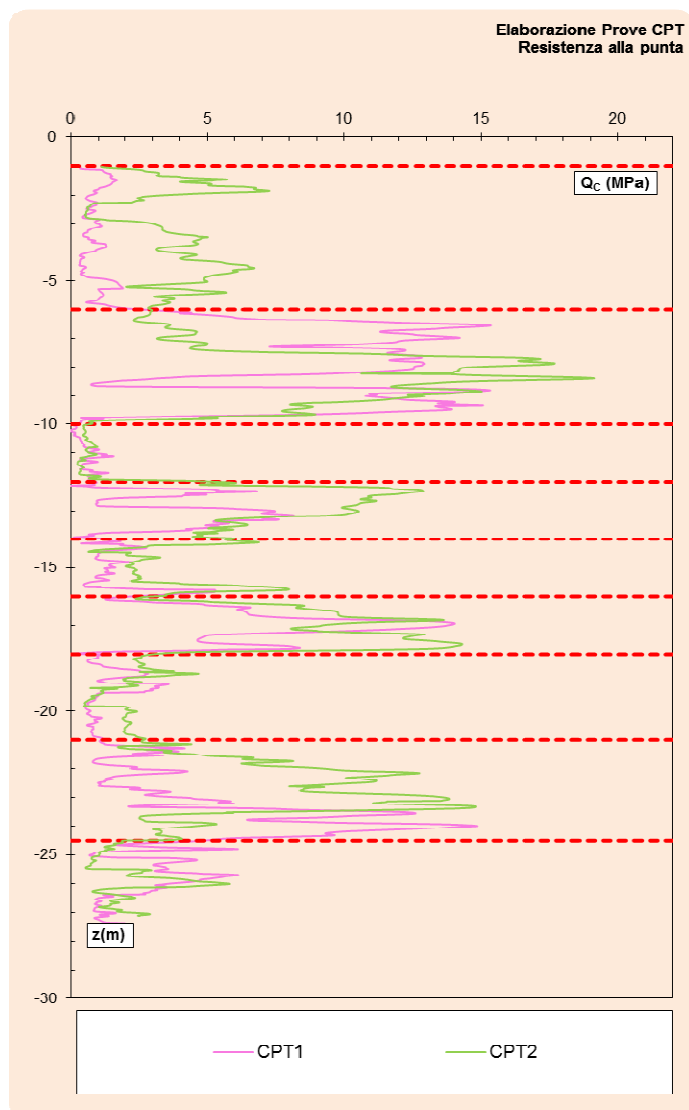
Le due prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU1-2) hanno rilevato con continuità la resistenza alla punta  $q_c$  (in MPa), di attrito laterale  $f_s$  (in MPa) e l'andamento della sovrappressione neutra  $u$  (in MPa).

Nelle trincee esplorative spinte sino a -1.10 m, oltre alla descrizione dei terreni, sono stati prelevati campioni rimaneggiati di terreno sottoposti a prove di classificazione e prove di caratterizzazione chimica.

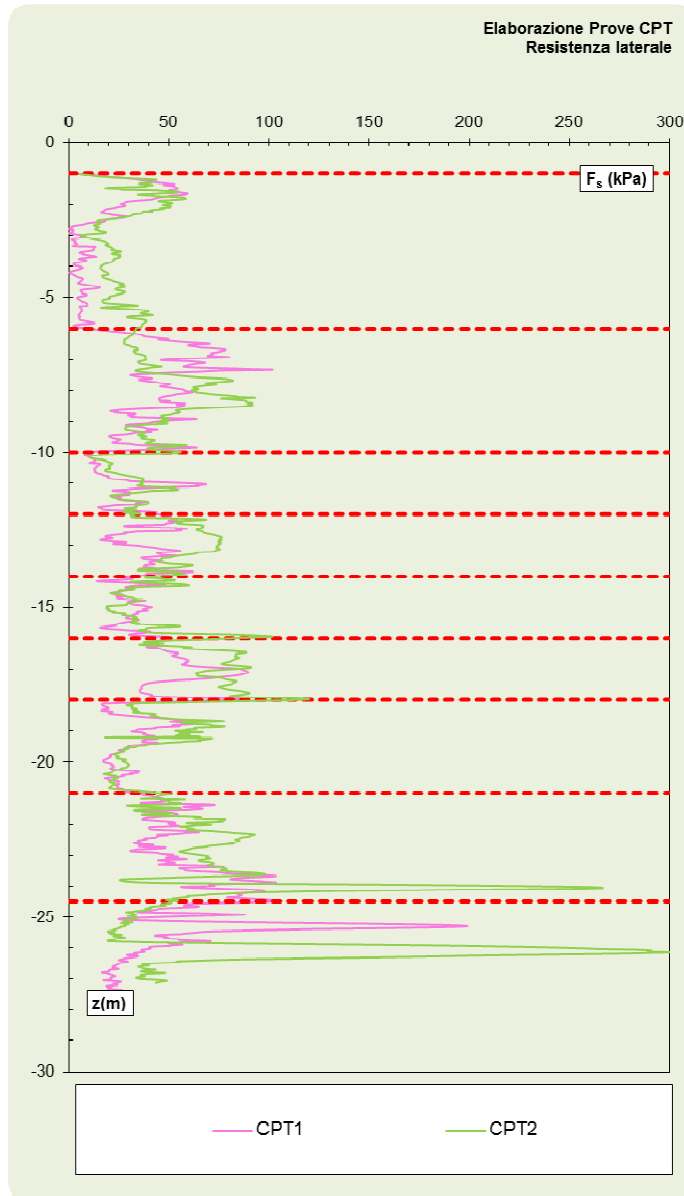
Il profilo geotecnico evidenziato dalle indagini, che si presenta abbastanza uniforme nell'area, è caratterizzato da un'alternanza di sabbie e sabbie limose da debolmente a mediamente addensate con argille e argille limosi di media e scarsa consistenza. All'interno degli strati coesivi sono stati rilevati anche livelletti di torba.

Il **livello di falda** è stato rilevato in corrispondenza dei fori delle due prove CPTU, a profondità comprese tra -2.2 e -2.8 m dal piano campagna.

Il grafico seguente riporta l'andamento con la profondità della resistenza di punta delle 2 prove penetrometriche.



Il grafico seguente riporta l'andamento con la profondità della resistenza laterale delle 2 prove penetrometriche.



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.



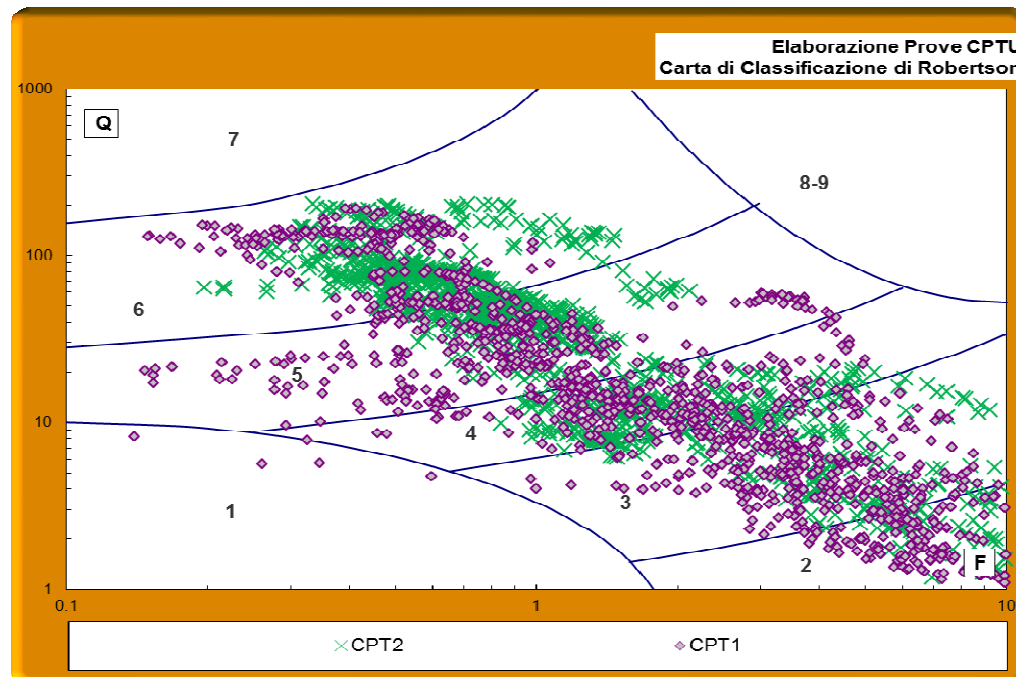
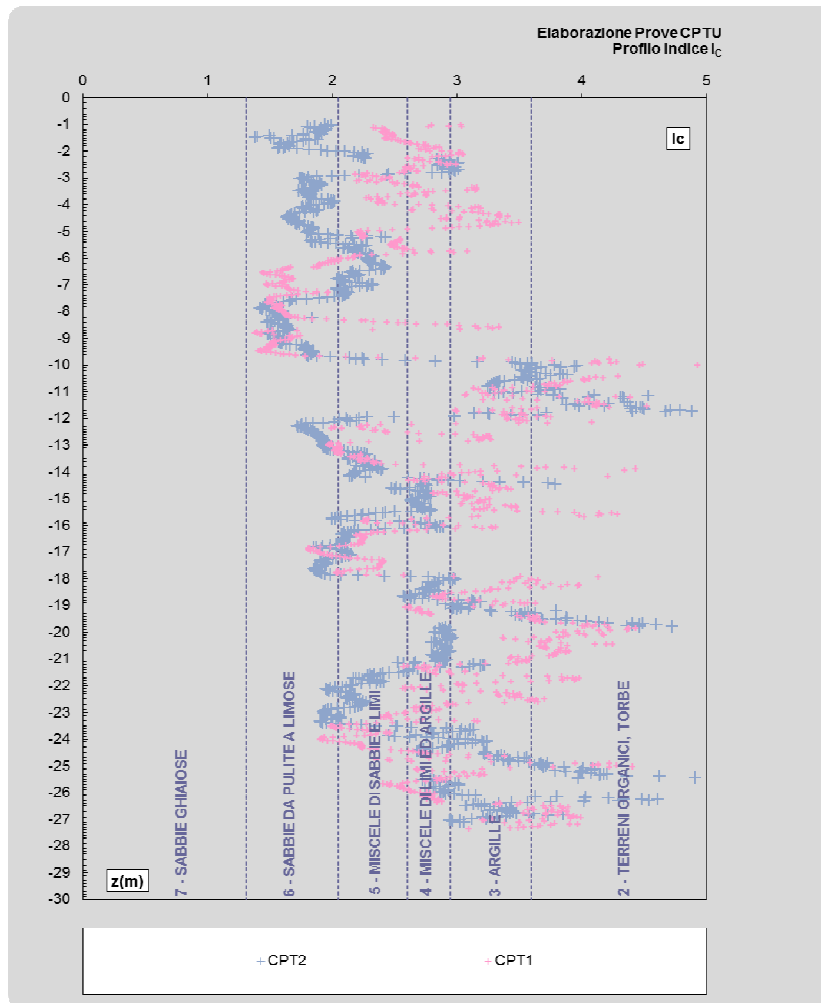
Individuati tali parametri, l'appartenenza alle diverse categorie di terreno (dalla 2 alla 7) è definita dal seguente indice:

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

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 salvo qualche livelletto come si evince dal grafico seguente che riporta l'andamento dell'indice del tipo di terreno con la profondità per le 2 prove penetrometriche eseguite.



## 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 Geologia Tecnica sas di Vorlice P.A. & C. che ha eseguito le indagini e sono state integrate con altre correlazioni sui parametri determinati dalle prove CPT, SPT, pocket penetrometer e Torvane.

### 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;

$N_c = 15 \div 20$

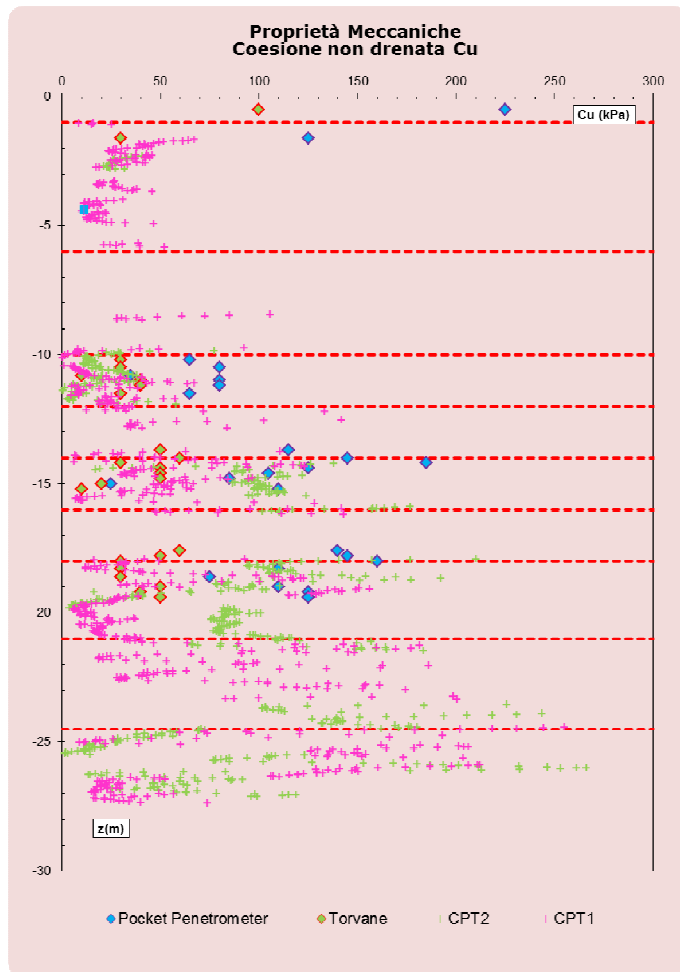
I risultati, in termini di valori mediati all'interno dei singoli strati, sono riportati nel successivo capitolo nella tabella del modello geotecnico.

Le correlazioni tra la coesione non drenata e le misure effettuate con pocket penetrometer e con torvane sono le seguenti:

pocket  $c_u$  = lettura strumentale / 2

torvane  $c_u$  = lettura strumentale

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, vista la ben nota difficoltà del recupero di campioni indisturbati, sono stati utilizzati i risultati delle analisi granulometriche i dati delle prove SPT e 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  $\phi = 5.9 + 4.76 \ln(q_c/\sigma)$

Dove  $q_c$  è la resistenza di punta media e  $\sigma$  è la pressione litostatica efficace a metà strato.

La prova SPT consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione di un campionatore infisso a partire dal fondo di un foro di sondaggio. La resistenza è funzione delle caratteristiche e del tipo di terreno.

Essa consiste nel far cadere un maglio del peso di 63.5 Kg da un'altezza di 76 cm, su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste alla cui estremità inferiore è avvitato il campionatore di dimensioni standardizzate. Il numero di colpi necessario per una penetrazione di 30 cm (dopo i 15 cm di infissione dinamica per il posizionamento) è il dato assunto come indice della resistenza alla penetrazione ( $N_{SPT}$ ). La prova viene sospesa quando il numero dei colpi per un tratto di 15 cm supera il valore di 50 (rifiuto).

In base al valore di  $N_{spt}$  è possibile determinare lo stato di addensamento dei terreni incoerenti ( $Dr$ ) mediante l'espressione:

$$Dr = \sqrt{\frac{(N1)_{60}}{A}}$$

essendo:

$$(N1)_{60} = C_N N_{spt} \frac{ER}{60}$$

ER: rendimento energetico del sistema di battitura che secondo Skempton (1986) può essere assunto pari a 60 per l'Italia;

$N_{SPT}$ : numero di colpi misurati con la prova standard

$(N1)_{60}$ : valore di N riferito ad un valore unitario della pressione

$$C_N = \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_{vo}}} : \text{coefficiente di correzione secondo la relazione di Liao e Withman (1986)}$$

$p_a$ : pressione atmosferica;

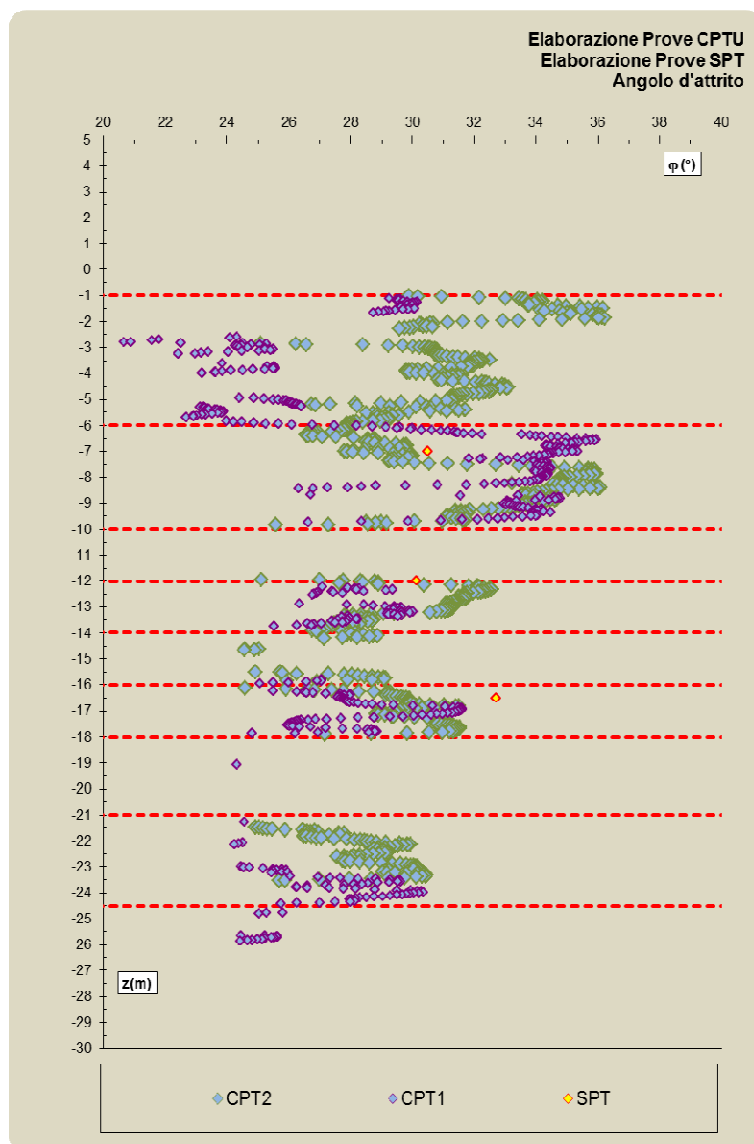
$\sigma'_{vo}$ : tensione efficace alla profondità di riferimento;

A: costante che dipende dalla storia pensionale, dalla granulometria e dall'età del deposito che nel caso in esame si assume pari a 55;

L'angolo di attrito  $\phi$  viene calcolato mediante la formula di Shioi Fukuni e per confronto con formule proposte da altri autori: De Mello, Owasaki & Iwasaki, Sowers (1961), Meyehof (1965), Schmertmann.

La tabella seguente riporta le correlazioni tra  $\phi$ ,  $N_{spt}$  e  $Dr$  proposte da vari autori.

AUTORE	FORMULA	TIPO DI TERRENO
Shoi & Fukuni Road Bridge Specification	$\varphi = \sqrt{15N_{spt}} + 15$	Sabbie fini o limose
Japanese National Railway	$\varphi = 27 + 0,3 \cdot N_{spt}$	Da sabbie medio-grosse fino a sabbie ghiaiose
De Mello	$\varphi = 19 - 0,38\sigma'_v + 8,73 \log(N_{spt})$ $\sigma'_v [kg / cm^2]$	Sabbie in genere
Owasaki & Iwasaki	$\varphi = \sqrt{20N_{spt}} + 15$	Sabbie da medie a grossolane fino a debolmente ghiaiose
Sowers (1961)	$\varphi = 28 + 0,28 \cdot N_{spt}$	Per sabbie in genere
Peck-Hanson & Tornburn	$\varphi = 27,2 + 0,28 \cdot N_{spt}$	Per sabbie in genere
Meyehof (1965)	(<5% di limo) $\varphi = 29,47 + 0,46N_{spt} - 0,004N_{spt}^2$ (>5% di limo) $\varphi = 29,47 + 0,46N_{spt} - 0,006N_{spt}^2$	Per sabbie in genere
Schmertmann	Sabbia fine $\varphi = 28 + 0,14Dr(\%)$ Sabbia media $\varphi = 31,5 + 0,115Dr(\%)$ Sabbia grossa $\varphi = 34,5 + 0,1Dr(\%)$ Ghiaia $\varphi = 34,5 + 0,1Dr(\%)$	Per sabbie e ghiaie in genere



### 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	$E(kg / cm^2) = 5,27 \cdot N_{SPT} + 76$	Per Sabbia sotto falda

(1961)		
Schemertmann	$E(kg/cm^2) = 2 \cdot B \cdot N_{SPT}$ B = 4 (Sabbia fine) B = 6 (sabbia media) B = 10 (Sabbia grossolana)	Sabbie in genere
Bowles	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>Sabbia (normalmente consolidata)</p> <p>Sabbia (satura)</p> <p>Sabbia (sovracconsolidata)</p> <p>Sabbia ghiaiosa e ghiaia</p> <p>Sabbia argillosa</p> <p>Sabbia limosa</p> <p>N = N<sub>(55)</sub></p> <p>E [KPa]</p> </div> <div style="width: 50%;"> <math>E_s = 500(N + 15)</math>  <math>E_s = (15\,000 \div 22\,000) \ln N</math>  <math>E_s^{(1)} = (35\,000 \div 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>	



## 6 MODELLO GEOTECNICO

Sulla base di quanto indicato nei precedenti paragrafi si riportano i modelli geotecnici delle due verticali indagate.

STRATO	profondità	descrizione	CPT 1			
			COESIVO		GRANULARE	
			Eu [Mpa]	cu [kPa]	Ei [Mpa]	Φ
1	1	1.7	Sabbie e limi		3.59	29
2	1.7	4	Argilla e miscele di limo e argille	4.5	34.5	
3	4	4.9	Argilla	3.31	17.2	
4	4.9	5.7	Sabbie e limi sciolte		3.4	24.3
5	5.7	8.4	Sabbia mediamente addensata		24.8	32.5
6	8.4	8.7	Livelletto argilloso	5.49	51.5	
7	8.7	9.7	Sabbia mediamente addensata		29.6	32.8
8	9.7	12.2	Argilla e livelletti di terreno organico	4.08	23.2	
9	12.2	12.5	Sabbia e miscele di sabbie e limi		12.5	27.6
10	12.5	12.9	Livelletto argilloso	5.58	43.7	
11	12.9	13.7	Sabbia e miscele di sabbie e limi		15.2	28.2
12	13.7	16.2	Argilla e livelletti di terreno organico	6.1	55	
13	16.2	17.8	Sabbie e sabbie con limo mediamente addensate		18	27.7
14	17.8	19.3	Argilla e miscele di limo e argille	6.17	70.9	
15	19.3	21	Argilla e livelletti di terreno organico	4.47	21	
16	21	23	Argilla e miscele di limo e argille	6.87	87.7	
17	23	24.4	Sabbie e sabbie con limo mediamente addensate		23.39	27.7
18	24.4	27.36	miscele di limo argilloso, argilla e limo sabbioso	7.34	93	
STRATO	profondità	descrizione	CPT 2			
			COESIVO		GRANULARE	
			Eu [Mpa]	cu [kPa]	Ei [Mpa]	Φ
1	1	2.3	sabbia		9.9	33
2	2.3	2.8	argilla e limi argillosi	4.43	27.8	
3	2.8	7.4	sabbia e sabbie limose		9.99	29.7
4	7.4	9.8	sabbia		30.65	33
5	9.8	12	Argilla e livelletti di terreno organico	3.93	18.8	
6	12	14.2	sabbie limose		20.2	29.5
7	14.2	15.5	argilla e miscele di argille limose	5.82	96.2	
8	15.5	18	Sabbie e sabbie con limo mediamente addensate		24.4	29.4
9	18	21.5	limo argilloso	6.57	89.5	
10	21.5	23.5	Sabbie e sabbie con limo mediamente addensate		24.9	28.3
11	23.5	27.12	miscele di limo argilloso, argilla e limo sabbioso	7.34	91.3	

L'elaborazione delle prove di carico su piastra è riportata nella relazione di Geologia Tecnica sas di Vorlicek P.A. & C. ed i valori dei moduli di deformazione Md sono impiegati per la verifica dei pacchetti della pista ciclabile. In particolare come si evince dalla relazione citata, **risulta necessario un compattamento meccanico del sottofondo** prima di realizzare il pacchetto della pista ciclo pedonale.

## 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 a correlazioni empiriche con i risultati delle prove penetrometriche.

Dai dati delle prove statiche si evince che i terreni sono costituiti da terreni coesivi poco consistenti alternati a terreni granulari da poco a mediamente addensati e in base anche ai dati bibliografici si presume che tale successione sia presente anche in profondità. In tale caso le norme tecniche indicano che in presenza di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana fine e grossa la categoria di sottosuolo di riferimento è quella “peggiore” rispetto a quelle calcolate. In base alla resistenza non drenata equivalente stimata dai dati delle prove penetrometriche statiche (o alla resistenza penetrometrica dinamica equivalente per i terreni granulari) i terreni appartengono alla **categoria di sottosuolo D**:

*“Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s”.*

Come si evince dalla relazione geologica il rischio liquefazione degli strati incoerenti risulta assente.