

CITTA' DI
VENEZIA



**Progetto esecutivo per la realizzazione del Canile Rifugio Comunale all'interno del
Parco S. Giuliano a Venezia - Mestre**

CUP: F77H170017600

C.I. 14349



Relazione geologica e di caratterizzazione geotecnica

Venezia, 6 maggio 2019



REGIONE VENETO

PROVINCIA DI VENEZIA

COMUNE DI VENEZIA

Progetto definitivo per la realizzazione del Canile Rifugio
Comunale all'interno del Parco San Giuliano Venezia

**RELAZIONE GEOLOGICA E
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

| | |
|--------------------------------------|--|
| <i>Intestatario del progetto</i> | Comune di Venezia |
| <i>Ubicazione</i> | Via San Giuliano, 1 Mestre – Venezia (VE) |
| <i>Data</i> | 21 Dicembre 2018 |

Dott. Geol. Francesco Morbin



Rif. ID Commessa: C4450 - geot

Sede legale

Via S. Francesco, 6 – 35010 Curtarolo (PD)
C.F. e P. I.V.A. 03769050281
R.E.A. 335843

Sede operativa

Via Busiago, 106/2 – 35010 Campo San Martino
Tel: 049 9620033 - Fax: 049 7350216
e-mail: info@servizigeologici.it
www.servizigeologici.it

SOMMARIO

| | |
|---|----|
| PREMESSA | 3 |
| INQUADRAMENTO DELL'AREA..... | 4 |
| <i>INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO</i> | 4 |
| <i>INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO</i> | 7 |
| <i>ESTRATTO CTR</i> | 9 |
| INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO | 10 |
| <i>PROVA PENETROMETRICA STATICA CON PIEZOCONO (CPTU)</i> | 10 |
| <i>IMMAGINE SATELLITARE CON UBICAZIONE INDAGINI</i> | 11 |
| <i>PLANIMETRIE DI PROGETTO</i> | 12 |
| <i>RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA</i> | 13 |
| INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA..... | 20 |
| <i>ANALISI DELLA MISURA ESEGUITA</i> | 23 |
| CLASSIFICAZIONE SISMICA | 25 |
| <i>AZIONE SISMICA</i> | 25 |
| CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE E DEI CEDIMENTI | 28 |
| <i>CEDIMENTI</i> | 31 |
| VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE | 33 |
| <i>VALUTAZIONE DELL'INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (LPI)</i> | 35 |
| CONSIDERAZIONI AI FINI PROGETTUALI | 37 |
| DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA | 38 |

Allegati

Allegato 1: Prove penetrometriche statiche con piezocono CPTU

Allegato 2: Report indagine sismica passiva

Allegato 3: Report delle verifiche geotecniche

Allegato 4: Verifica del rischio di liquefazione

PREMESSA

Per incarico del Committente è stata eseguita un'indagine geologica e una caratterizzazione geotecnica dei terreni ricadenti nell'area in cui è previsto il progetto di realizzazione del nuovo canile comunale in Via San Giuliano 1, nell'area del Parco San Giuliano di Mestre nel Comune di Venezia (VE).

L'indagine è stata effettuata allo scopo di definire il modello geologico del sito attraverso la ricostruzione dei caratteri litostratigrafici, idrogeologici, geomorfologici e strutturali dell'area evidenziando, qualora presenti, gli elementi di pericolosità geologica del territorio.

Le indagini geognostiche in sito si sono svolte con le seguenti modalità:

esecuzione di n° 3 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU), che hanno raggiunto la profondità di 15 m dal p.c.; è stato utilizzato un Penetrometro Pagani TG63-200;

rilievo della falda freatica;

esecuzione di n. 1 prova sismica passiva a stazione singola con tomografo digitale (T1);

L'elaborazione delle informazioni ricavate dalle indagini permette di fornire:

la caratterizzazione ai fini geotecnici della serie litostratigrafica;

il calcolo della capacità portante delle fondazioni;

la verifica del rischio di liquefazione dei terreni.

Il lavoro è stato svolto secondo quanto previsto dalle vigenti normative in materia:

D.M. 17.01.18 – Aggiornamento NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI.

ORDINANZA n° 3274 del 20.03.03 – PRIMI ELEMENTI IN MATERIA DI CRITERI GENERALI PER LA

CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE E DI NORMATIVE TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA.

ORDINANZA DEL P.C.M. 28 APRILE 2006 N. 3519 – CRITERI GENERALI PER L'INDIVIDUAZIONE DELLE ZONE SISMICHE E PER LA FORMAZIONE E L'AGGIORNAMENTO DEGLI ELENCHI DELLE MEDESIME ZONE;

DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA DELLA REGIONE VENETO N. 96/CR DEL 7 AGOSTO 2006 – PROPOSTA DI ADOZIONE DEL PROVVEDIMENTO DI CUI ALLA SUDDETTA O.P.C.M. N. 3519/06.

INQUADRAMENTO DELL'AREA

L'area si pone nell'area verde del Parco San Giuliano di Mestre, il territorio è morfologicamente pianeggiante a ridosso della Laguna di Venezia, circoscritto dal canale dell'Osellino e fortemente antropizzato. Il presenta pendenze ridotte e si pone ad una quota compresa tra 1.2 m e 1.5 m s.l.m..

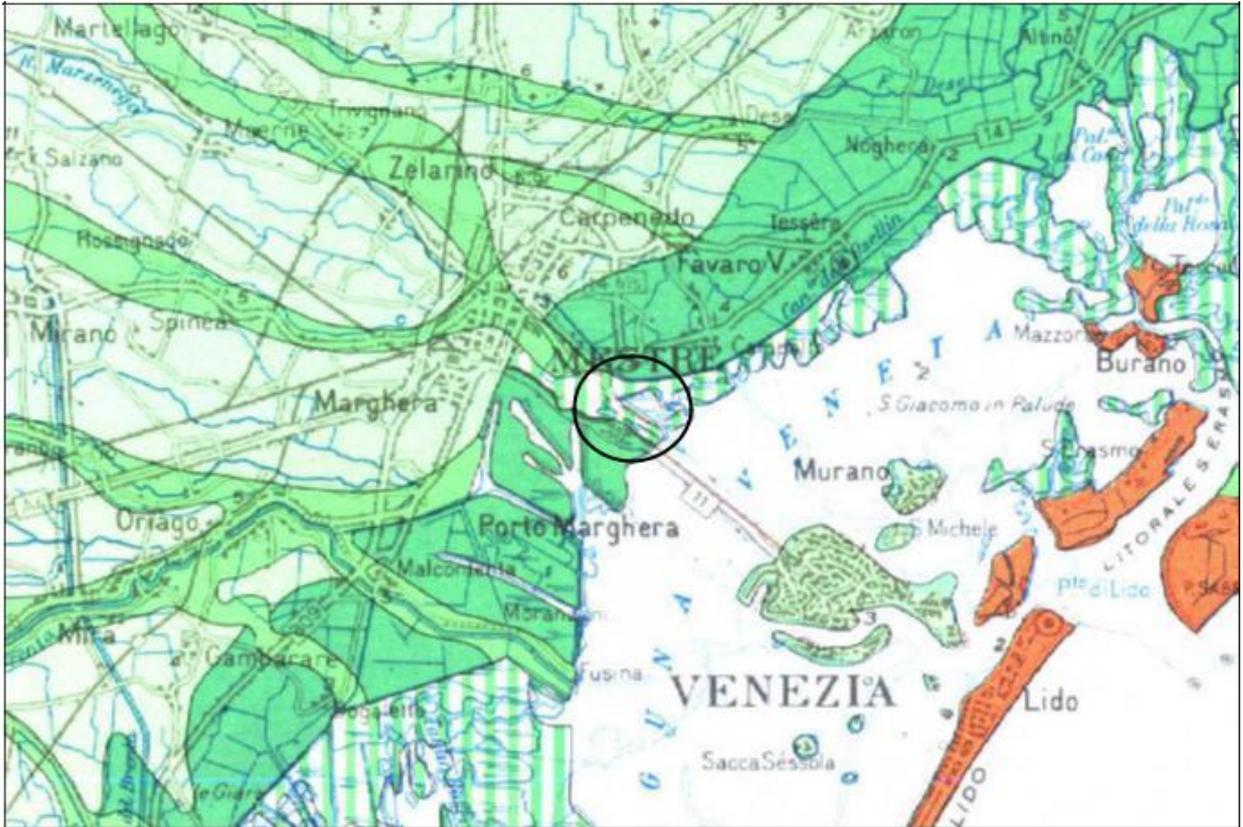
Inquadramento geologico e geomorfologico

Valutando il territorio veneto nel suo insieme, si possono individuare situazioni stratigrafiche ed idrogeologiche tipiche che caratterizzano, seppure orientativamente, intere fasce della pianura veneta. Queste fasce, che definiscono l'*alta*, la *media* e la *bassa* pianura, hanno caratteristiche abbastanza omogenee e si susseguono da N a S dalle Prealpi al Mare Adriatico: esse si sviluppano per tutta l'estensione della Pianura Veneta e Friulana, in direzione subparallela rispetto al limite dei rilievi montuosi ed alla linea attuale di costa e perpendicolarmente ai corsi d'acqua.

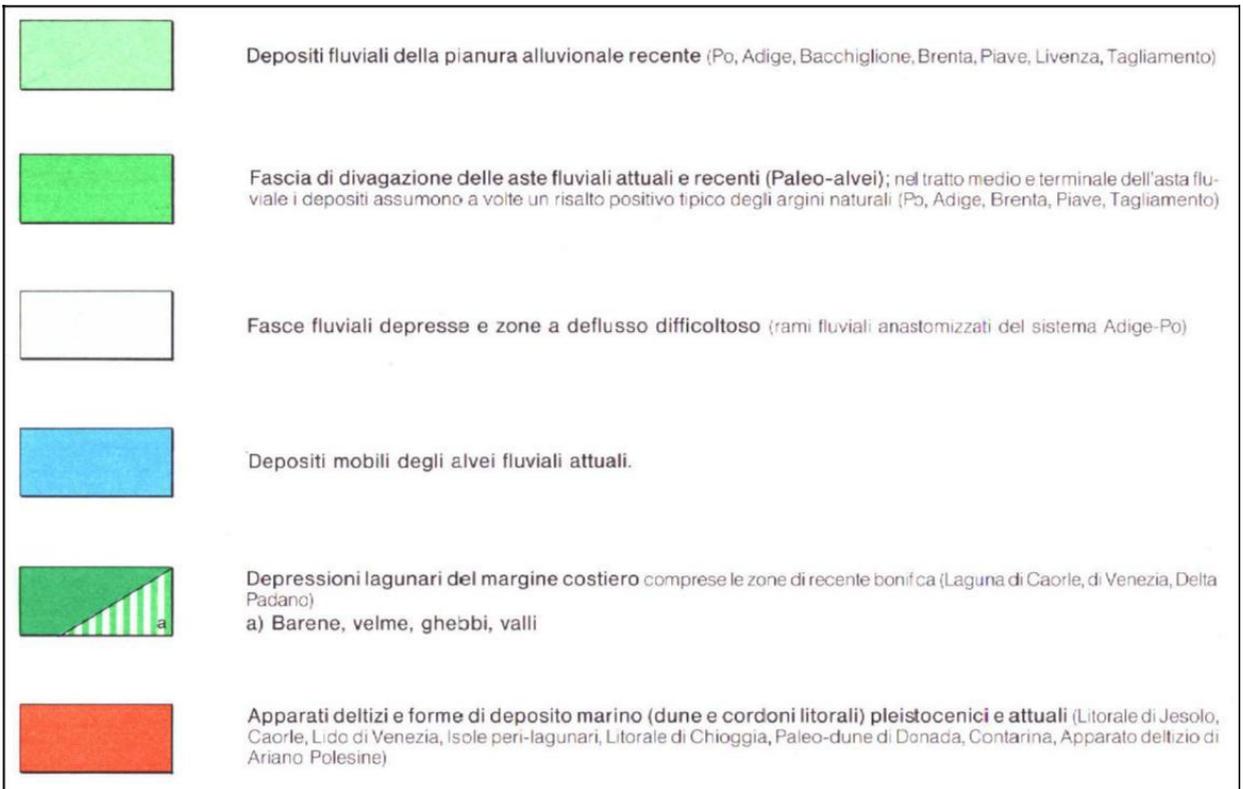
Nell'*alta pianura*, a ridosso dei rilievi prealpini (150÷200 m s.l.m.) dove i fiumi sboccano dai bacini montani, si estende una fascia larga da 5 a 20 km costituita da alluvioni ghiaiose di origine fluviale e fluvio-glaciale praticamente indifferenziate fino al substrato roccioso. Il litotipo prevalente è costituito da ghiaie grossolane di natura carbonatica generalmente associate a sabbie grossolane; localmente si rinvengono anche sottili intercalazioni limoso-argillose e livelli ghiaiosi con diverso grado di cementazione.

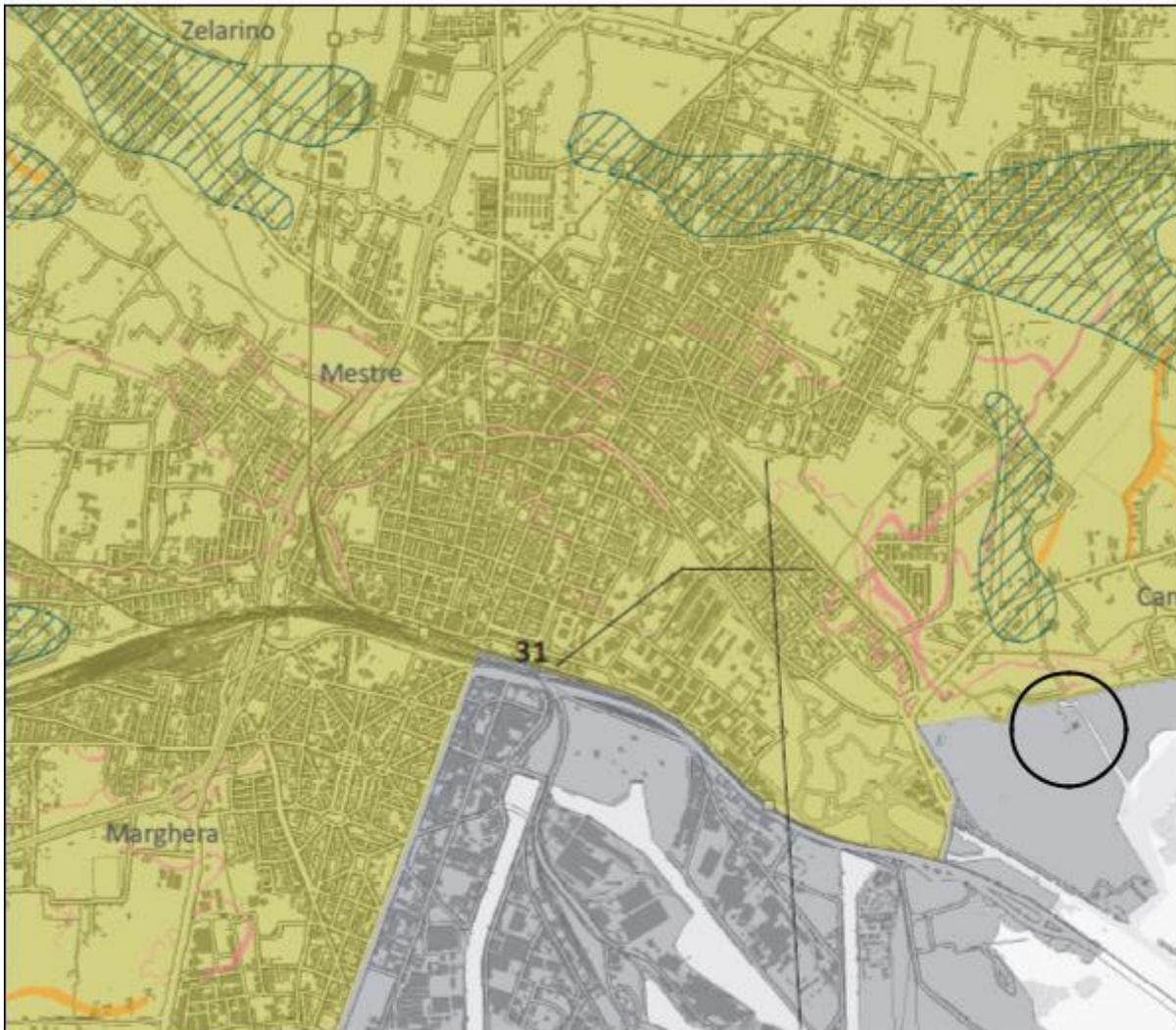
Procedendo verso S e SE (*media pianura*) si assiste ad una progressiva diminuzione del materiale ghiaioso grossolano e ad un conseguente aumento dei litotipi sabbiosi a granulometria variabile da grossa a media di origine prevalentemente fluviale, alternati a sabbie argillose, limi e argille di origine marina; i livelli ghiaiosi si esauriscono quasi completamente dopo qualche decina di chilometri, mentre quelli più profondi si spingono generalmente molto a sud, e in qualche raro caso fino al di sotto delle lagune adriatiche.

Infine la *bassa pianura*, appare caratterizzata da alternanze di spessi orizzonti limoso-argillosi con livelli sabbiosi di potenza limitata e generalmente a granulometria fine, di origine prevalentemente marina (Pleistocene). Risultano rari i letti ghiaiosi mentre quelli sabbiosi mostrano bassi valori di permeabilità e di produttività.

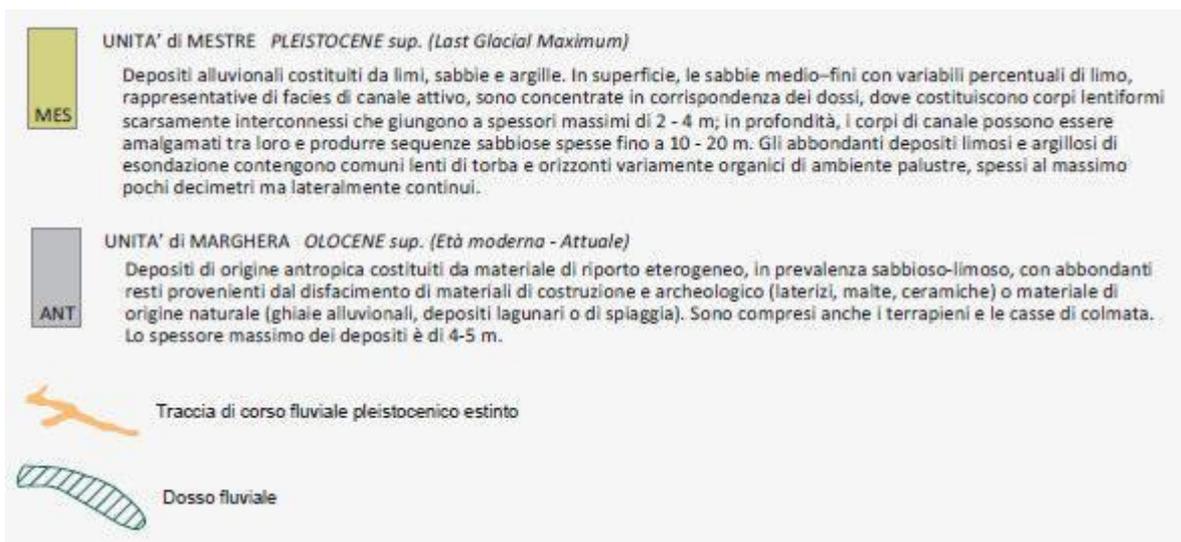


Estratto della Carta Geomorfologica della Regione Veneto





Estratto della Carta delle unità geologiche della Provincia di Venezia



Dal punto di vista stratigrafico e idrogeologico, il territorio indagato si trova nella porzione più distale del sistema deposizionale dei principali fiumi veneti, dopo il loro sbocco dalle valli alpine.

La deposizione di materiali sciolti si deve principalmente all'attività dei fiumi che hanno interessato questa porzione di territorio come il Fiume Brenta e il Fiume Piave.

La *pianura veneziana* occupa una fascia che si estende per una lunghezza considerevole a ridosso della costa adriatica veneta. I sedimenti sono tipici di un ambiente di bassa pianura alluvionale con deposizione di materiale fine e fasce di depositi più grossolani. I terreni che costituiscono il sottosuolo presentano composizione prevalentemente argillosa o limosa; in alternanza sono presenti livelli sabbiosi e limoso-sabbiosi. Questi ultimi, possono essere riscontrati in superficie a testimonianza di antiche anse fluviali abbandonate dette "paleoalvei", individuabili talvolta sul terreno come forme arcuate che delimitano appezzamenti di terreno generalmente in posizione rilevata, o nel primo sottosuolo.

Altre morfologie presenti in questa porzione di pianura sono i dossi fluviali, strutture allungate in direzione NO – SE di altezza inferiore ai 2 m rispetto alla pianura circostante. Ulteriore forma geomorfologica è rappresentata, essendo al limite con il sistema deposizionale della laguna, dai canali lagunari che occupavano tale area in passato.

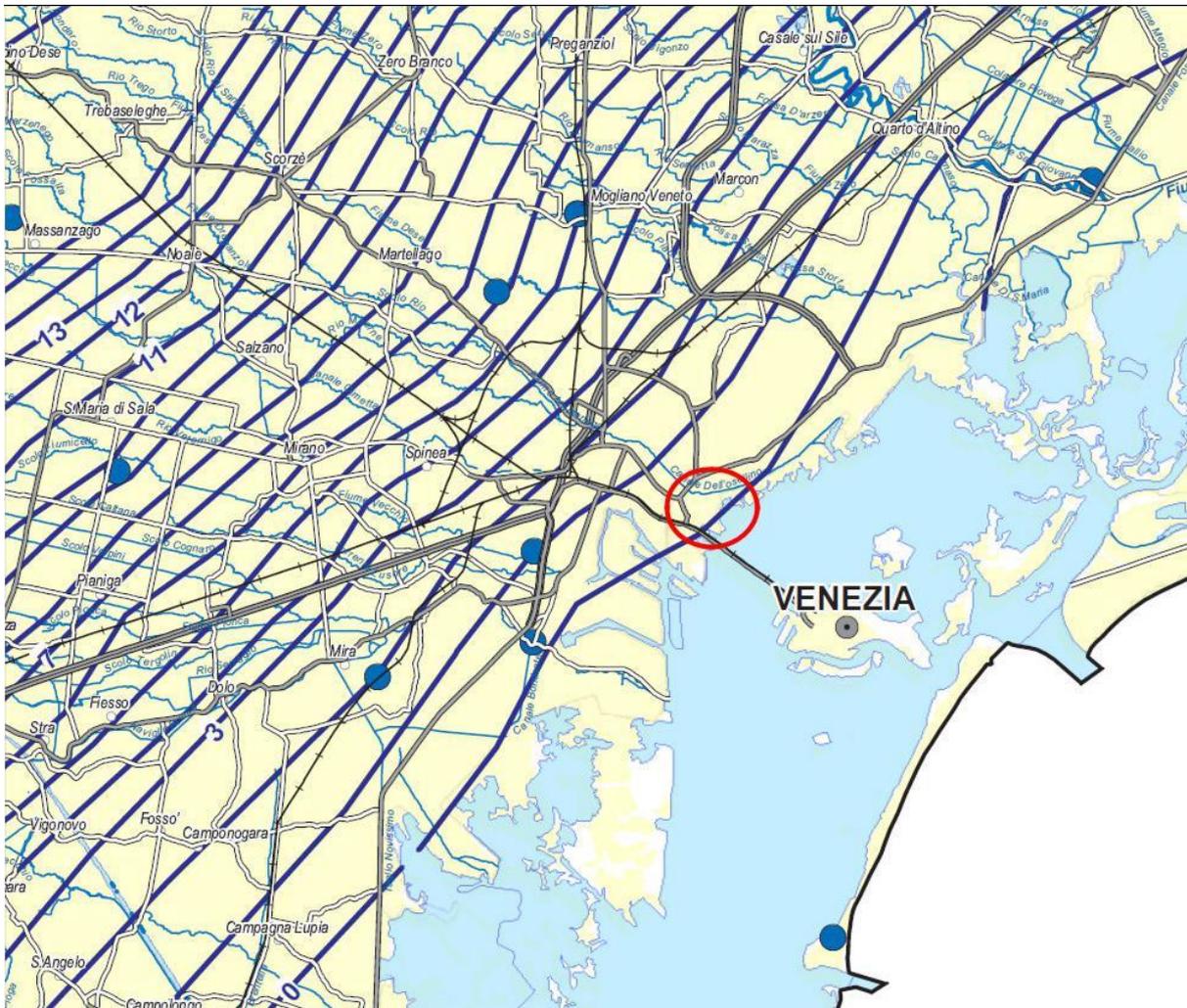
Dal punto di vista stratigrafico risulta quindi una forte variabilità laterale; il sottosuolo è comunemente costituito da alternanze discontinue di terreni argilloso limosi e terreni sabbiosi.

Inquadramento idrogeologico

La costituzione litostratigrafica del sottosuolo della Pianura Veneta determina l'esistenza di differenti situazioni idrogeologiche. Il materasso ghiaioso grossolano nella zona pedemontana (*alta pianura*), riconducibile alle attività dei principali fiumi, è sede di un acquifero freatico indifferenziato.

Il passaggio tra l'alta e la media pianura, cioè tra l'acquifero freatico indifferenziato a nord ed il sistema multifalde in pressione a sud, avviene in modo graduale attraverso una zona di transizione che coincide arealmente con la fascia di restituzione dei fontanili, o "*zona delle risorgive*", in corrispondenza della quale la falda freatica del sistema indifferenziato affiora spontaneamente nei punti più depressi. Tale situazione litostratigrafica determina la presenza di un sistema multifalde, costituito da un acquifero freatico a debole profondità (non sempre presente) e da più falde in pressione. Anche nella fascia meridionale della Pianura Veneta (*bassa pianura*), si riscontrano falde in pressione entro acquiferi prevalentemente sabbiosi.

Dall'analisi della Carta delle Isofreatiche della Regione Veneto si rileva che il sito in esame si pone tra le isofreatiche 0 m e 1 m s.l.m.; la falda presenta gradienti molto ridotti dovuti alla vicinanza della laguna e direzione prevalente verso sud – est.



Carta delle isofreatiche della Regione Veneto

Estratto CTR

Elemento 127124 Bissuola

Scala originaria 1:5.000



INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO

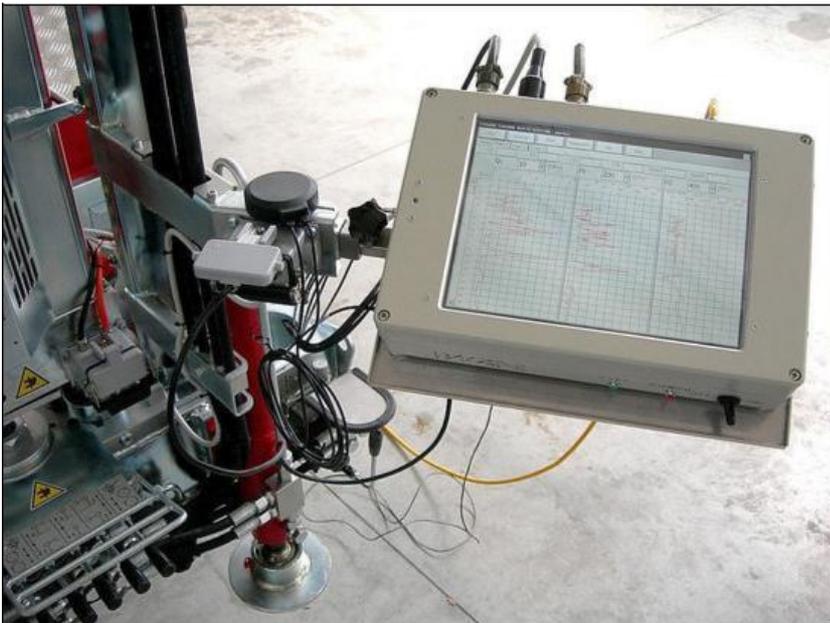
Prova penetrometrica statica con piezocono (CPTU)

La prova C.P.T.U. consiste nell'infingere nel terreno una punta strumentata elettricamente e dotata di un sensore per la misura della pressione dell'acqua nei pori del terreno (piezocono), ad una velocità costante di avanzamento pari a 2 cm/s, per mezzo di un dispositivo di spinta munito di un sistema automatico di acquisizione dati. Utilizzando il piezocono per prove CPTU è possibile acquisire ad ogni centimetro di profondità, durante il movimento continuo di spinta, i seguenti parametri principali:

q_c = resistenza di punta

f_s = attrito laterale

U = pressione interstiziale



Il piezocono utilizzato è caratterizzato da un'area di base del cono pari a 10 cmq; mentre l'area laterale del manicotto di attrito è pari a 150 cmq, il filtro in metallo sinterizzato per la misura della pressione interstiziale è posizionato immediatamente al di sopra della base del cono. Tali caratteristiche

costruttive rispondono a quanto riportato nelle normative internazionali. Il sistema automatico di acquisizione dati installato sul penetrometro impiegato per l'esecuzione delle prove è costituito da una centralina di misura (TGAS08), alimentata elettricamente dalla batteria del penetrometro stesso, a cui sono collegato un computer appositamente realizzato per la misura della profondità e della velocità di infissione e in cui è installato un software che acquisisce e visualizza i dati in tempo reale. Nei certificati vengono presentate le elaborazioni grafiche delle prove CPTU, nei quali è inserito anche il certificato di taratura in corso di validità della punta elettrica utilizzata (Codice MKJ400).

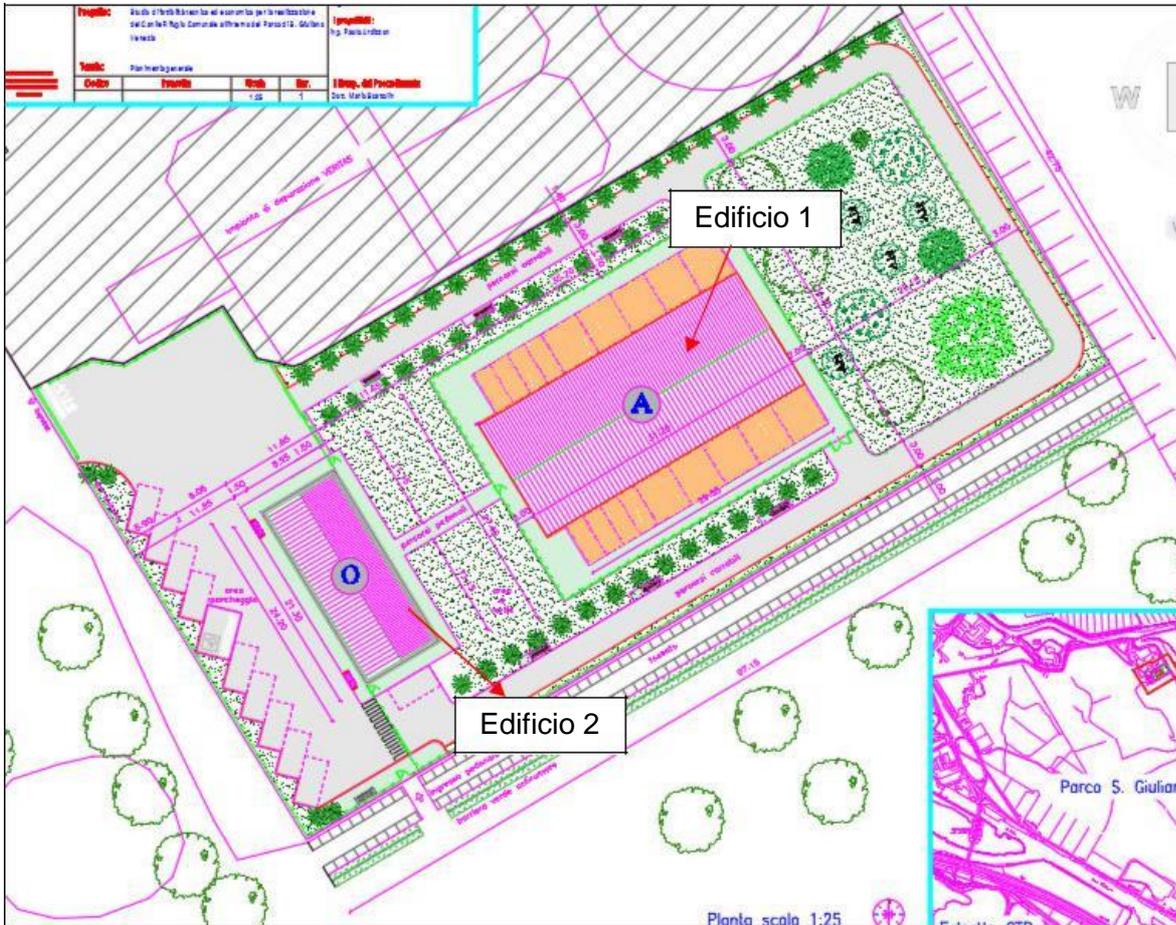
Immagine satellitare con ubicazione indagini

Si riportano di seguito le ubicazioni delle prove penetrometriche statiche con piezocono CPTU e la prova sismica a stazione singola T1, come descritto sopra.



Planimetrie di progetto

Il progetto prevede la realizzazione di un blocco A (Edificio 1) adibito ai box rifugio dei cani randagi e un blocco O (Edificio 2) adibito a centro operativo e direzionale.

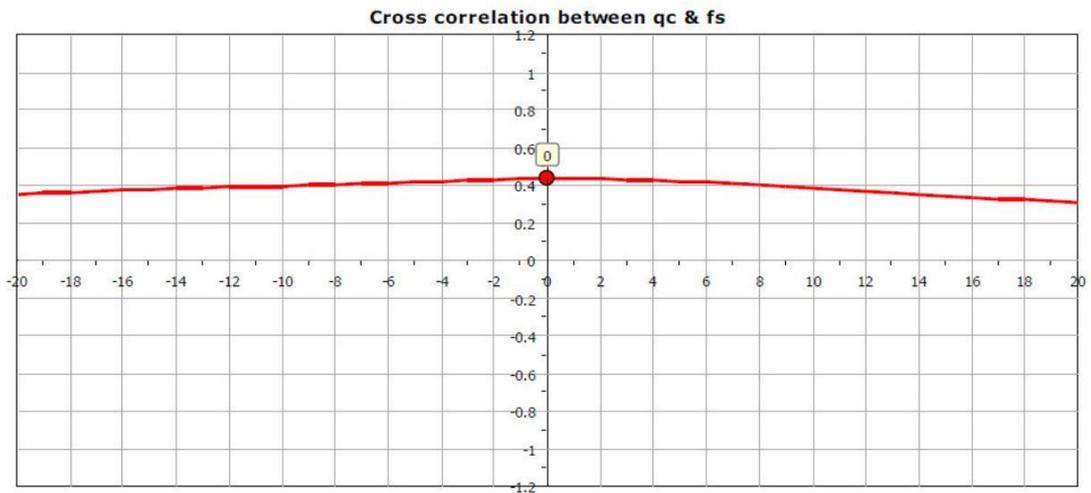
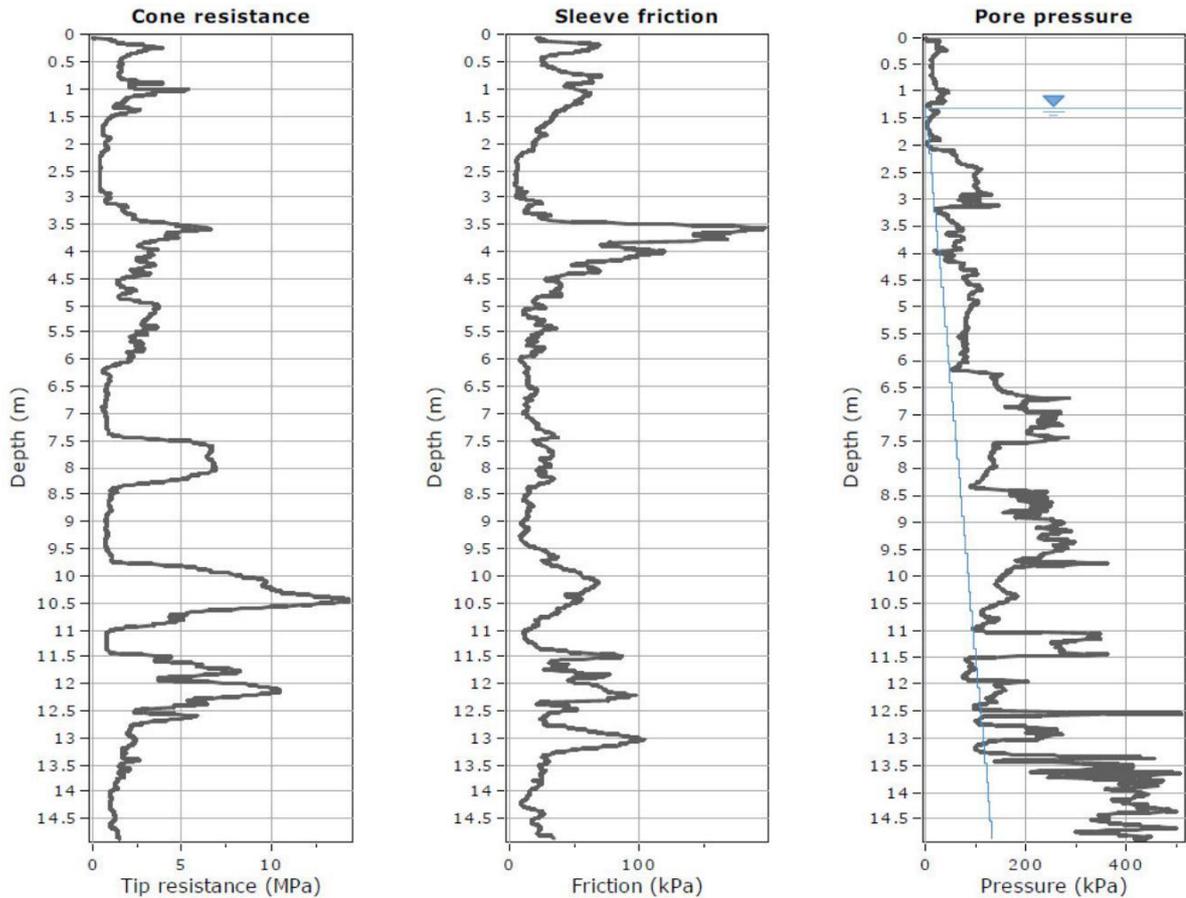


Planimetria di progetto con ubicazione strutture previste

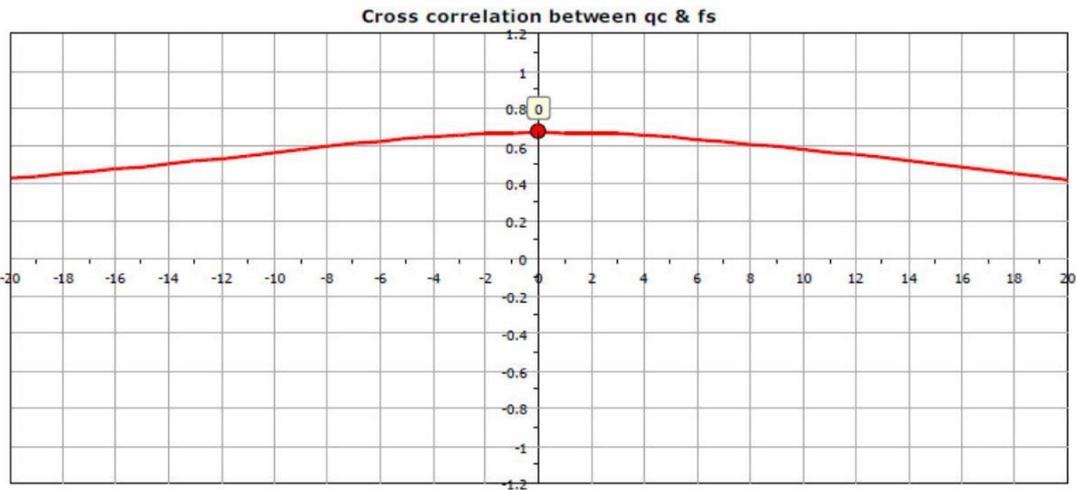
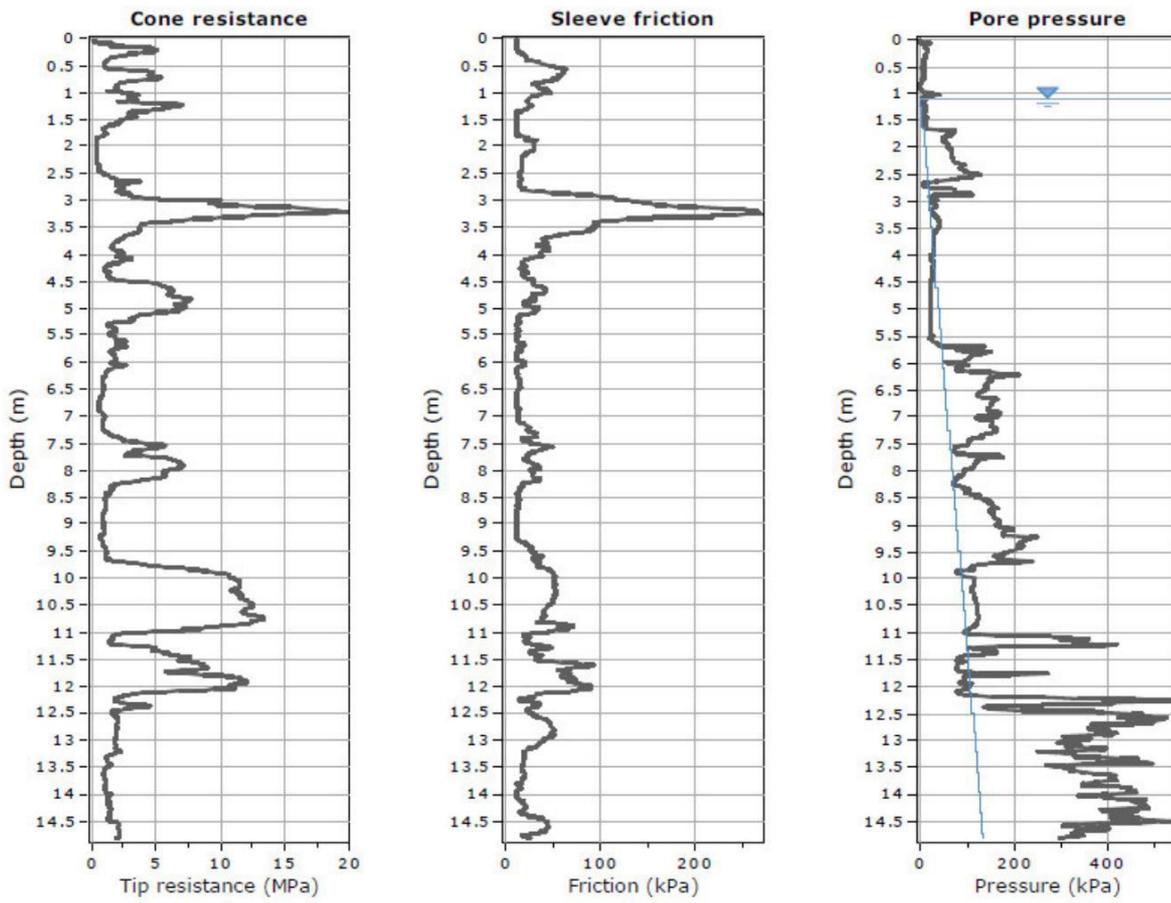
Ricostruzione stratigrafica

Di seguito si riportano le elaborazioni dei dati delle prove CPTU condotte con **software CPeT-IT v.2.0.1.40 della ditta GeoLogismiki** per individuare le variazioni litologiche nella verticale d'indagine.

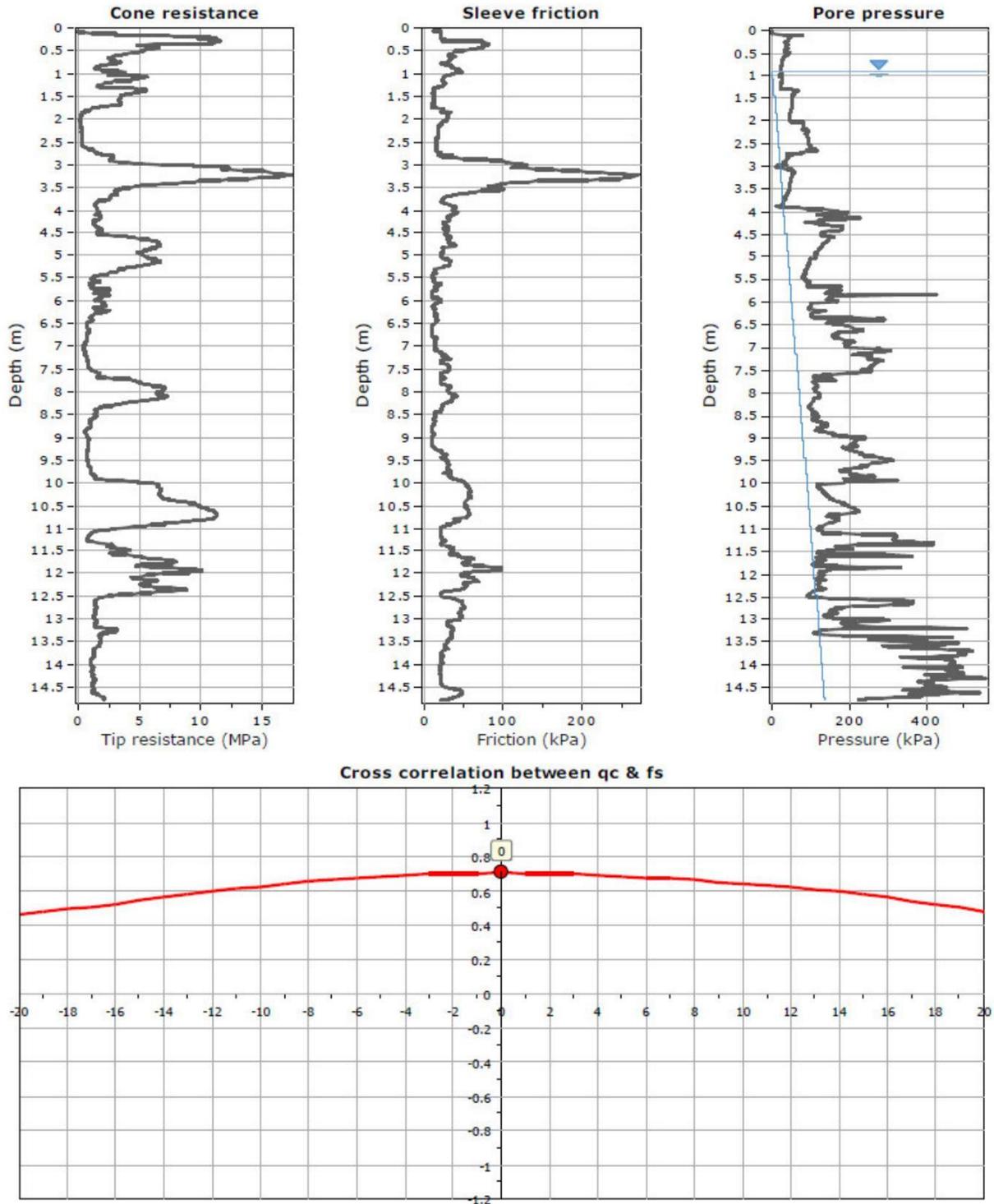
CPTU1:



CPTU2:



CPTU3:

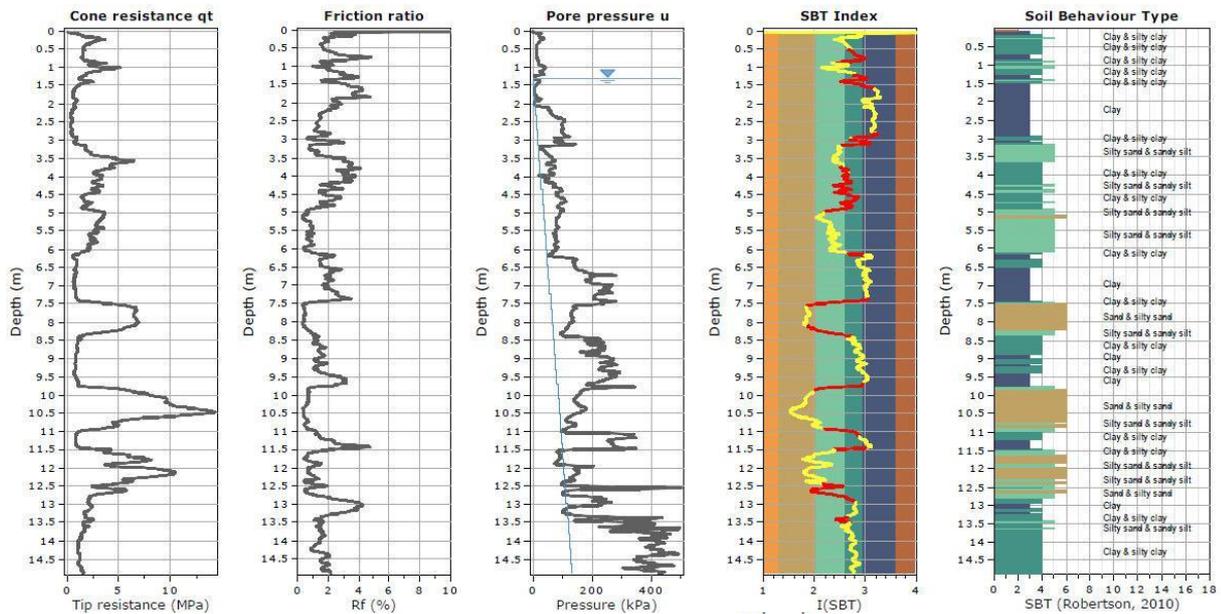


Il grafico della “cross correlation tra qc e fs” riporta nell’asse delle X il ritardo (lag) esistente tra due misurazioni successive, in quanto la misura effettuata dalla punta del piezocono (qc) è in ritardo spaziale rispetto alla misura effettuata dal manicotto (fs).

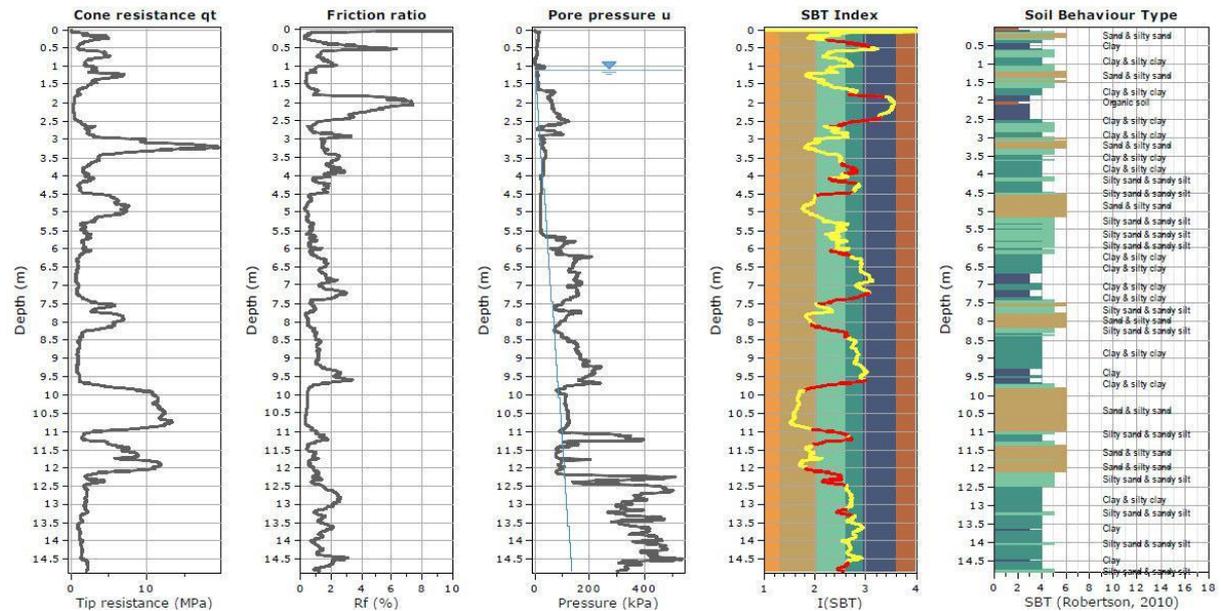
Il metodo si pone l'obiettivo di correlare (lag=0) la misura di punta e la misura laterale annullando il ritardo e perfezionando l'interpretazione della prova penetrometrica statica con piezocono (CPTU).

Si riporta di seguito l'interpretazione stratigrafica delle prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) elaborata con l'algoritmo statistico descritto nella pubblicazione "Statistical methods for soil layer boundary location using the cone penetration test" di R. G. Campanella e D. S. Wickremesinghe.

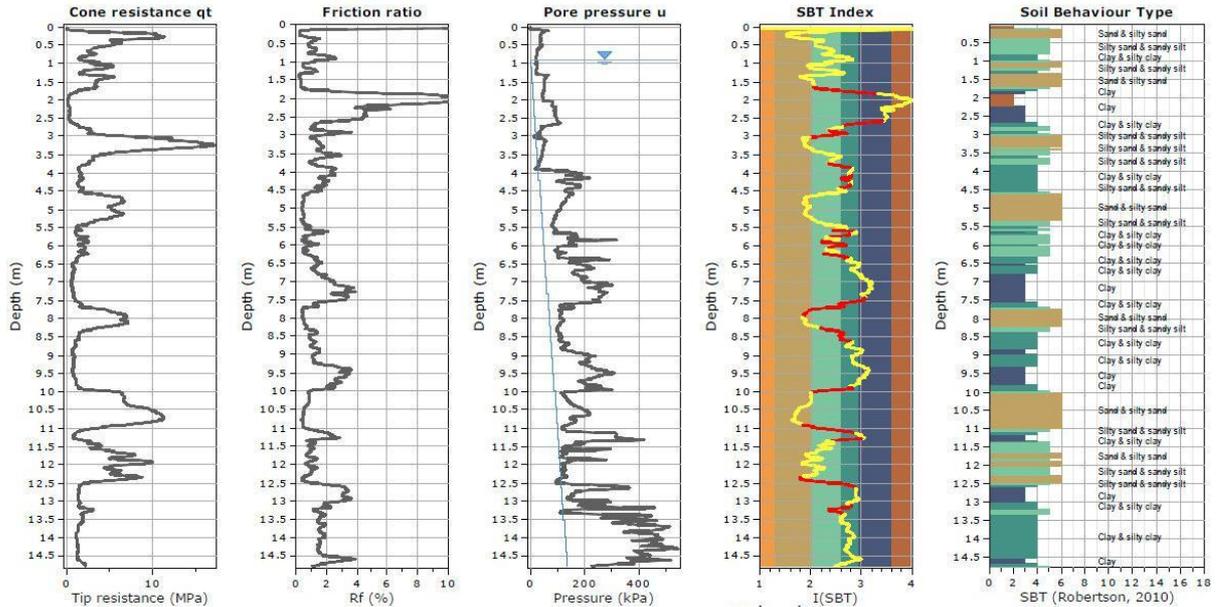
CPTU1:



CPTU2:



CPTU3:



Il metodo statistico Campanella – Wickremesinghe, individua e suddivide le varie misurazioni in strati secondo il metodo del “T ratio” descritto nella pubblicazione, dopo aver normalizzato i dati ne crea una possibile stratigrafia geotecnica incrociando i dati ottenuti dalla prova CPTU, quali resistenza di punta (qc), attrito laterale (fs), pressione dei pori (u), fiction ratio (fr%) e la cross correlation tra qc ed fs.

Successivamente sta all’operatore interpretare il dato statistico sulla base delle conoscenze stratigrafiche dell’area e raggruppare gli strati avente spessore non significativo.

Di seguito si riportano le rispettive tabelle della situazione stratigrafica schematizzata sulla base delle elaborazioni presentate, compresi i parametrici geotecnici considerati per la ricostruzione del modello geotecnico di sito.

CPTU1

| Profondità da p.c. [m] | Litologia | Angolo d'attrito (φ) [GRADI] | Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²] |
|------------------------|--------------------------------|--|--|
| 0,00 – 1,50 | Limi argillo-sabbiosi | 27 | - |
| 1,50 – 3,10 | Argilla poco consistente | - | 0,3 |
| 3,10 – 6,20 | Sabbia | 30 – 31 | - |
| 6,20 – 7,40 | Argilla | - | 0,4 |
| 7,40 – 8,40 | Sabbia | 31 | - |
| 8,40 – 9,60 | Argilla | - | 0,5 |
| 9,60 – 11,00 | Sabbia moderatamente addensata | 33 | - |
| 11,00 – 11,50 | Argilla | - | 0,4 |
| 11,50 – 13,00 | Sabbia moderatamente addensata | 32 | - |
| 13,00 – 15,00 | Argilla limosa | - | 0,5 |

CPTU2

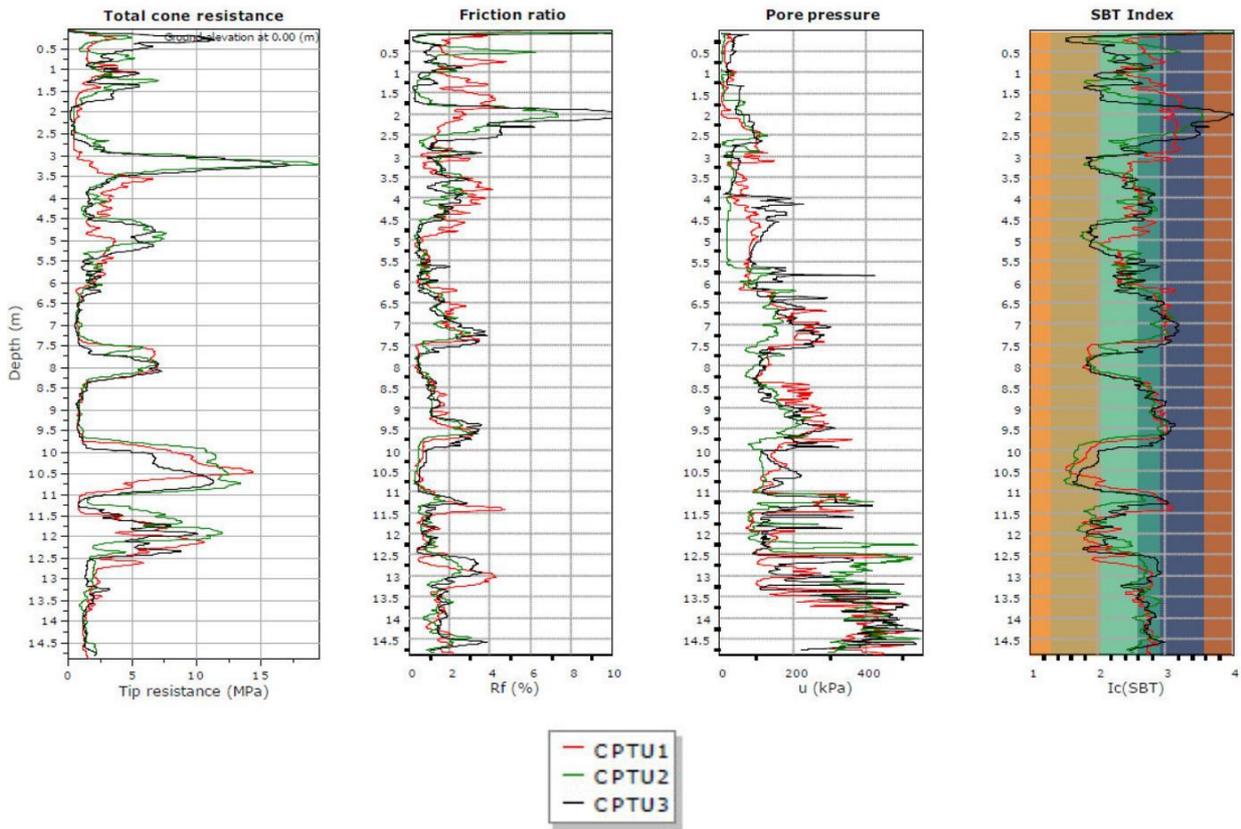
| Profondità da p.c. [m] | Litologia | Angolo d'attrito (φ) [GRADI] | Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²] |
|------------------------|-------------------------------------|--|--|
| 0,00 – 1,50 | Limi argillo-sabbiosi | 27 | - |
| 1,50 – 2,50 | Argilla poco consistente | - | 0,3 |
| 2,50 – 6,10 | Sabbia moderatamente addensata | 32 | - |
| 6,10 – 7,20 | Argilla | - | 0,4 |
| 7,20 – 8,40 | Sabbia | 30 | - |
| 8,40 – 9,60 | Argilla | - | 0,4 |
| 9,60 – 12,50 | Sabbia con intercalazione argillosa | 33 | - |
| 12,50 – 15,00 | Argilla limosa | - | 0,6 |

CPTU3

| Profondità da p.c. [m] | Litologia | Angolo d'attrito (φ) [GRADI] | Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²] |
|------------------------|-------------------------------------|--|--|
| 0,00– 1,60 | Limi argillo-sabbiosi | 27 | - |
| 1,60– 2,50 | Argilla poco consistente | - | 0,3 |
| 2,50– 3,70 | Sabbia moderatamente addensata | 32 | - |
| 3,70– 4,50 | Argilla limosa | - | 0,6 |
| 4,50– 5,50 | Sabbia | 30 | - |
| 5,50– 6,40 | Limi argillosi | 27 | 0,7 |
| 6,40– 7,50 | Argilla | - | 0,4 |
| 7,50– 8,40 | Sabbia | 30 | - |
| 8,40– 9,80 | Argilla | - | 0,4 |
| 9,80 – 12,50 | Sabbia con intercalazione argillosa | 33 | - |
| 12,50– 15,00 | Argilla limosa | - | 0,5 |

Al termine delle indagini in sito è stata misurata la presenza d'acqua nel foro di prova, tramite l'utilizzo di una sonda freaticometrica, la falda è risultata ad una profondità compresa tra -0,90 m e -1,30 m da p.c..

Dalla sovrapposizione dei grafici delle tre prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) risulta una situazione stratigrafica tutto sommato omogenea con lievi variazioni laterali tipiche di questo sistema deposizionale.



INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA

Come indicato dal vigente D.M. 17 gennaio 2018, al fine di definire le caratteristiche sismiche e stratigrafiche dell'area in questione, è stato utilizzato un tromografo digitale (mod. Tromino ®) che permette di indagare il sottosuolo in modo non invasivo e senza le difficoltà della sismica classica. Le caratteristiche principali della strumentazione utilizzata sono riportati nella tabella seguente.

PRINCIPALI CARATTERISTICHE TECNICHE DELLA STRUMENTAZIONE

| | |
|--|--|
| Numero di canali | 3+1 analogici |
| Amplificatori | tutti canali con input differenziali |
| Rumore | < 0.5 μ V r.m.s. @128 Hz sampling |
| Impedenza dell'input | 10 ⁰ Ohm |
| Range di frequenze | DC - 360 Hz |
| Frequenza di campionamento | 16384 Hz per canale |
| Frequenze di sovracampionamento | 32x, 64x, 128x |
| Conversione A/D | equivalente a 24 bit |
| Massimo input analogico | 51.2 mV (781 nV/digit) |
| Display grafico | grafico, 128 x 64 pixel, retroilluminato |

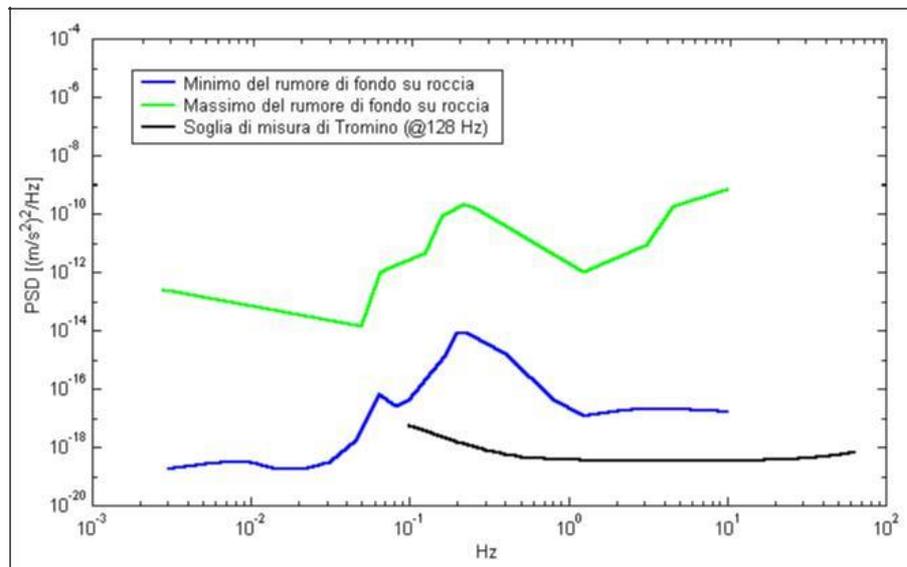
| | |
|----------------------------------|--|
| Livella | a bolla d'aria, elevata precisione orizzontale, sensibilità 5' d'arco (0.083°) |
| Connessioni | porta USB, tipo B |
| Registrazione dati | memoria interna, standard 512 Mb, opzionale fino a 2 Gb |
| Accoppiamento col terreno | su punte e cuscinetto reologico |
| Sensori | 3 velocimetri elettrodinamici ortogonali ad alta risoluzione autobloccaggio quando non in acquisizione |

Il metodo si basa sulla misura del rumore sismico ambientale, che risulta prodotto sia da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) che dall'attività antropica.

Viene chiamato generalmente microtremore perché riguarda oscillazioni molto piccole, inferiori di diversi ordini di grandezza rispetto a quelle indotte dai terremoti.

I metodi che si basano sull'acquisizione dei microtremori si dicono passivi in quanto il "rumore" non viene appositamente generato, come avviene invece nel caso della sismica attiva, ma si utilizza appunto il rumore sismico ambientale, sempre presente naturalmente ovunque.

Lo spettro in frequenza del rumore di fondo in un terreno roccioso pianeggiante presenta dei picchi a 0.14 e 0.07 Hz, comunemente interpretati come originati dalle onde oceaniche (vedi figura seguente).



Modelli standard del rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra. La linea nera indica la sensibilità strumentale. Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.

Tali componenti spettrali vengono attenuate molto poco anche dopo tragitti di migliaia di chilometri per effetto di guida d'onda. A tale andamento generale, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie ma anche il semplice passeggiare di una persona) e naturali che però si attenuano fortemente a frequenze superiori a 20 Hz, a causa dell'assorbimento anelastico originato dall'attrito interno delle rocce.

Il rumore di fondo agisce da funzione di eccitazione per le risonanze specifiche sia degli edifici che del sottosuolo.

Pertanto il suo utilizzo per identificare in maniera passiva, non intrusiva e la stratigrafia e la frequenza di risonanza del sottosuolo, nonché le frequenze di risonanza degli edifici, risulta interessante e appropriato alle esigenze di caratterizzazione del sottosuolo richieste dalla nuova normativa.

Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartata dalla sismologia classica, contiene informazione.

Questa informazione è però sepolta all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune.

La verifica della presenza di frequenze di risonanza e dell'amplificazione del sottosuolo oggetto di intervento risulta molto importante. Infatti, nel caso che la risonanza del suolo di fondazione coincida o sia prossima a quella della struttura si ha una situazione cui porre attenzione dal punto di vista della vulnerabilità sismica, ovvero sostanzialmente un'amplificazione delle sollecitazioni per "doppia risonanza".

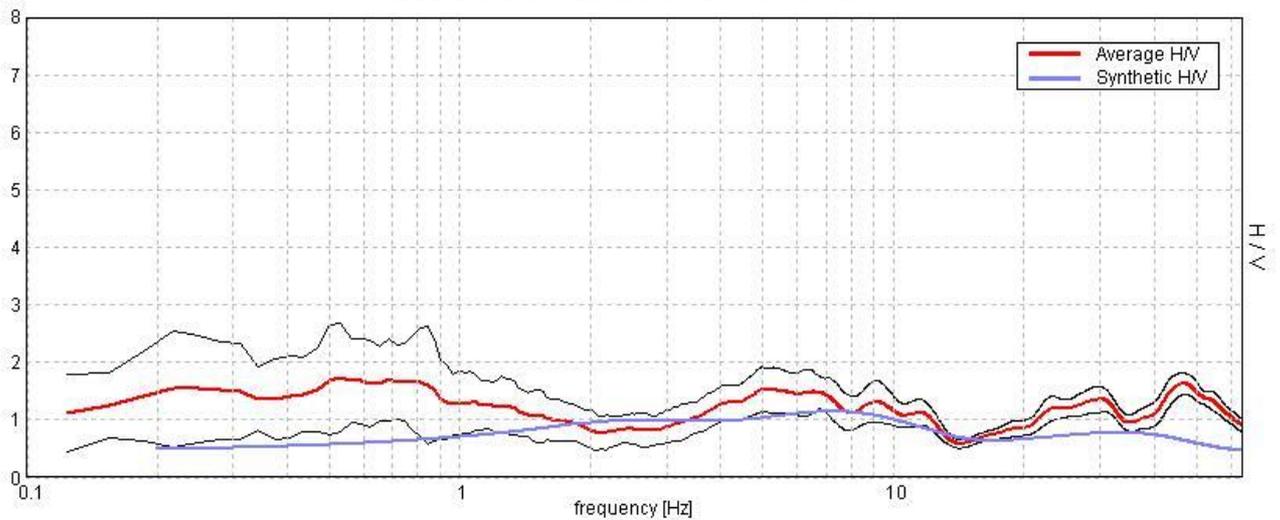
La condizione ideale corrisponde ad un edificio dotato di frequenza di risonanza minore di quella del sottosuolo.

Analisi della misura eseguita

E' stata eseguita n. 1 misura ubicata come da planimetria alle pagine precedenti (T1);
l'analisi completa è riportata in Allegato 2.

H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO

Max. H/V at 0.53 ± 4.76 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



| Profondità alla base dello strato [m] | Spessore [m] | Vs [m/s] | Rapporto di Poisson |
|---------------------------------------|--------------|----------|---------------------|
| 0.50 | 0.50 | 80 | 0.35 |
| 3.00 | 2.50 | 120 | 0.35 |
| 8.00 | 5.00 | 190 | 0.35 |
| 18.00 | 10.00 | 230 | 0.35 |
| 28.00 | 10.00 | 260 | 0.35 |

Si determina un valore **Vs30 di 211 m/s** (si considera la Vs30 in quanto non viene raggiunto un substrato con Vs>800 m/s a profondità inferiori ai 30 m).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (come riportato nel vigente D.M. 17 gennaio 2018), si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In mancanza di tali analisi, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, viene valutato il parametro denominato "Velocità Equivalente", calcolata in modo analogo alla precedente Vs,30, che invece di estendere la media pesata fino ai 30 m di profondità, viene valutata entro una

profondità H (pari a 30 m o inferiore). La discriminante della profondità H è il raggiungimento del “substrato” caratterizzato da velocità superiori agli 800 m/s.

I valori di V_s sono quindi ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono stati valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito.

Per velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio si intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati nei primi metri di profondità dal piano di posa della fondazione, secondo la relazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{N \cdot \overline{h(\text{strato})}}$$

Dove N è il numero di strati individuabili nei primi metri di suolo, ciascuno caratterizzato dallo spessore h (strato) e dalla velocità delle onde S V_s (strato).

Per H si intende la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzato da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$ ottenuto ponendo $H = 30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

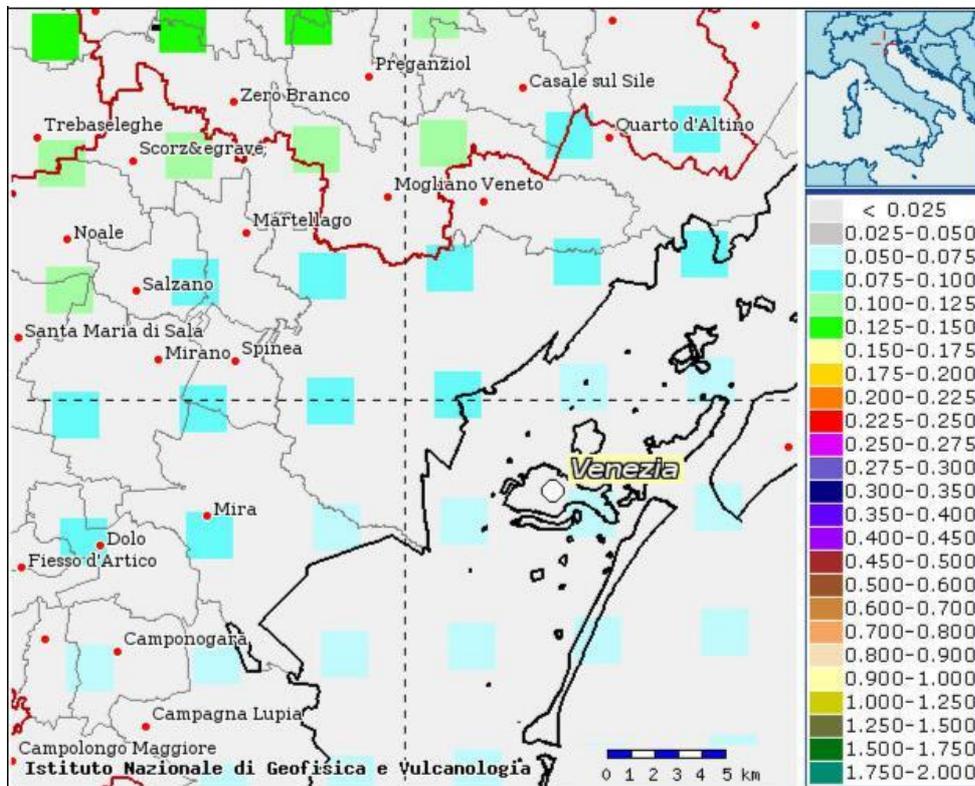
Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, così come richiesto dalla recente normativa, è stata pertanto assegnata al suolo di fondazione la **categoria sismica C**.

A tale categoria appartengono *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

CLASSIFICAZIONE SISMICA

Sulla base dell'Ordinanza PCM del 20 Marzo 2003 n. 3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di Normative per le costruzioni in zona sismica", il Comune di Venezia ricade in **zona sismica 4**.

Sulla base dell'Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n. 3519 l'area in esame è caratterizzata da valori di accelerazione massima al suolo a_g , (con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30} >$ di 800 m/s) compresi fra 0,075 e 0,100 g.



Estratto mappa sismica (OPCM 3519/2006)

Azione sismica

Nel D.M. 17/01/2018 l'obiettivo nei riguardi dell'azione sismica è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale

(di categoria A) ed in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nella successiva tabella, nel periodo di riferimento V_R .

Il periodo di riferimento V_R si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U definito, al variare della classe d'uso.

La vita nominale V_N relativa al presente intervento di progetto è di 50 anni (tipo di costruzione 2 "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale").

La classe d'uso utilizzata è:

Classe II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti."

A tale classe corrisponde un coefficiente d'uso C_U pari a 1,0.

In questo modo si ottiene un periodo di riferimento V_R di 50 anni.

Le forme degli spettri di risposta ai sensi delle NTC 2018 sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nota la vita di riferimento della costruzione V_R e la probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili è possibile ricavare le corrispondenti azioni sismiche. Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni rappresenta il parametro caratterizzante la pericolosità sismica.

Esso è legato a P_{VR} e V_R dalla:

$$T_R = - \frac{V}{\ln(1 - P_{VR}^R)}$$

Il sito di interesse ricade nel Comune di Venezia nell'area di Mestre (PD) e presenta le seguenti coordinate:

| Coordinate | Datum ED50 |
|-------------------|-------------------|
| Latitudine | 45,477062 |
| Longitudine | 12,280110 |

In base a tali valori si ottengono i valori dei parametri precedentemente citati rappresentati nella successiva tabella per i vari periodi di ritorno.

| T_R (anni) | a_g (g) | F₀ (-) | T_c (s) |
|---------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| 30 | 0,029 | 2,506 | 0,206 |
| 50 | 0,035 | 2,537 | 0,241 |
| 72 | 0,039 | 2,554 | 0,274 |
| 101 | 0,045 | 2,478 | 0,302 |
| 140 | 0,051 | 2,522 | 0,317 |
| 201 | 0,057 | 2,597 | 0,330 |
| 475 | 0,077 | 2,707 | 0,356 |
| 975 | 0,102 | 2,625 | 0,380 |
| 2475 | 0,137 | 2,647 | 0,422 |

Valori a_g, F₀, T_c per vari periodi di ritorno T_R*

Scelta della strategia di progettazione

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO).**
- Stato Limite di Danno (SLD).**

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).**
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).**

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

| Stati Limite | PVR : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R | | T_R (anni) |
|---------------------------|---|-----|-----------------|
| | | | |
| Stati limite di esercizio | SLO | 81% | 30 |
| | SLD | 63% | 50 |
| Stati limite ultimi | SLV | 10% | 475 |
| | SLC | 5% | 975 |

Probabilità di superamento PVR e periodo di ritorno T_R

I parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di riferimento corrispondenti agli stati limite considerati sono di seguito riportati in forma tabulare.

| STATO LIMITE | T_R (anni) | a_g (g) | F_0 (-) | T_C^* (s) |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,029 | 2,506 | 0,206 |
| SLD | 50 | 0,035 | 2,537 | 0,241 |
| SLV | 475 | 0,077 | 2,707 | 0,356 |
| SLC | 975 | 0,102 | 2,625 | 0,380 |

Valori a_g , F_0 , T_C^* per i diversi stati limite

La scelta dello stato limite da utilizzare dipenderà dalle verifiche che il progettista intenderà eseguire.

CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE E DEI CEDIMENTI

Di seguito si propone il calcolo della capacità portante con il metodo della pressione ammissibile e la verifica allo stato limite ultimo (SLU) di tipo geotecnico (GEO). Si utilizza la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = C_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c + \gamma_1 D N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

dove:

C_u : coesione non drenata (Kg/cm^2);

γ_1 : peso di volume del terreno sopra il piano di fondazione (Kg/cm^3);

γ_2 : peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione (Kg/cm^3);

D : profondità minima di posa della fondazione (m);

N_c , N_q , N_γ : fattori di capacità portante

adimensionali; s_c , s_γ , s_q : fattori di forma;

d_c , d_γ , d_q : fattori di correzione per l'approfondimento;

i_c , i_γ , i_q : fattori correttivi per carichi inclinati;

b_c , b_γ , b_q : fattori correttivi per l'inclinazione della fondazione;

g_c , g_v , g_q : fattori correttivi fondazioni su pendio.

Si verifica la capacità portante nell'ipotesi di fondazione di tipo platea superficiale per l'Edificio 1 e di platea interrata per l'Edificio 2, le verifiche si basano sulla situazione stratigrafica media desunta dalle indagini eseguite in sito.

Pressione ammissibile

Edificio 1

Nell'ipotesi di fondazione a platea superficiale avente dimensioni pari a 30,00 x 23,00 m posta a -0,40 m di profondità, si ipotizza che la rottura avvenga nel livello argilloso posto a 1,50 m al di sotto del piano campagna, al quale viene attribuito un valore di coesione non drenata pari a $0,3 \text{ kg/cm}^2$.

La pressione ammissibile risulta pari a:

$$q_a = 0,62 \text{ kg/cm}^2 \text{ (61,77 kN/m}^2\text{)}$$

Edificio 2

Nell'ipotesi di fondazione a platea interrata avente dimensioni pari a 22,00 x 9,00 m posta a -0,40 m di profondità, si ipotizza che la rottura avvenga nel livello argilloso posto a 1,50 m al di sotto del piano campagna, al quale viene attribuito un valore di coesione non drenata pari a $0,3 \text{ kg/cm}^2$.

La pressione ammissibile risulta pari a:

$$q_a = 0,59 \text{ kg/cm}^2 \text{ (58,09 kN/m}^2\text{)}$$

Stati Limite Ultimi

Di seguito si riporta il risultato del calcolo anche nel caso di verifica allo stato limite ultimo SLU di tipo geotecnico (GEO) nel caso di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Le verifiche allo SLU devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali proposti nel D.M. 14/01/2008 riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- Combinazione: (A1+M1+R3)

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| PARAMETRO | GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE | COEFFICIENTE PARZIALE γ_M | (M1) | (M2) |
|--|---|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'_k$ | $\gamma_{\varphi'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

| VERIFICA | COEFFICIENTE PARZIALE (R1) | COEFFICIENTE PARZIALE (R2) | COEFFICIENTE PARZIALE (R3) |
|-------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Capacità portante | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,8$ | $\gamma_R = 2,3$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,1$ | $\gamma_R = 1,1$ |

In particolare, nel presente elaborato, si è considerato l'**approccio 2 (A1+M1+R3)**:

| IPOTESI | Rd (kg/cm ²) | Rd (kN/m ²) |
|---|--------------------------|-------------------------|
| Platea superficiale (Edificio 1) | 0,82 | 80,56 |
| Platea superficiale (Edificio 2) | 0,77 | 75,77 |

Di seguito viene proposto il valore di capacità portante per ciascuna ipotesi, determinato tenendo conto dell'azione sismica ed in particolare si considera lo Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV.

Gli effetti del sisma di progetto vengono introdotti nel calcolo della Q_{lim} mediante l'introduzione dei fattori correttivi "z" determinati con le seguenti formule proposte dagli autori Paolucci e Pecker:

$$z_q = 1 - \frac{k_h^{0,35}}{tg\varphi}$$

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

$$z_\gamma = z_q$$

dove

k_h : coefficiente sismico orizzontale;

φ : angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Per il calcolo del coefficiente K_h il software utilizza le relazioni proposte nelle NTC 2008 dove:

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

β = 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.

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

Si evidenzia come essi entrino in gioco solamente nel caso di terreni di fondazione prevalentemente incoerenti e quindi nel caso di verifiche condotte in condizioni drenate.

Le opere previste devono essere verificate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale, ovvero sia in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni, che in relazione alle prestazioni attese.

Le opportune e necessarie verifiche dovranno pertanto essere eseguite, in sede di progettazione geotecnica, sulla base di dati dettagliati e specifici, relativi alle azioni di progetto ed ai requisiti prestazionali.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione.

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Cedimenti

Il calcolo dei cedimenti in terreni coesivi con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

a) il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;

b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica. In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_{p0} ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma < \sigma'_{p0}$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_{p0}$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricompressione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri *RR* e *CR* si fa riferimento al modulo edometrico *M*.

Per il calcolo dei cedimenti, in terreni granulari, si adotta il metodo proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Il cedimento complessivo viene calcolato sommando i contributi dei singoli strati calcolati con i due metodi sopra esposti

$$S = \sum \Delta S_i$$

Nell'ipotesi di fondazione a platea superficiale per l'Edificio 1 i cedimenti risultano di 58 mm, considerando un carico d'esercizio pari a 40 kN/m^2 .

Nell'ipotesi di fondazione a platea interrata per l'Edificio 2 i cedimenti risultano di circa 44 mm, considerando un carico d'esercizio pari a 40 kN/m^2 .

Le verifiche geotecniche eseguite vengono presentate nel dettaglio nei report raccolti in Allegato 3.

VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

In base alle direttive precedentemente citate deve essere verificata, per i terreni di fondazione nell'area in esame, la suscettibilità alla liquefazione.

Questo fenomeno comporta una diminuzione di resistenza al taglio, causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

I metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ.

La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione

$$F_s = \frac{R}{T} MSF$$

dove:

R = resistenza al taglio mobilitabile nello strato.

T = sforzo tagliente indotto dal sisma.

MSF = Magnitudo Scaling Factor

La grandezza T dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto), mentre R è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con la prova penetrometrica statica. I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata R , la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio V_s .

Questi metodi sono in genere utilizzati per la progettazione di opere di media importanza.

| Magnitudo | Seed H. B. & Idriss I. M. (1982) | Ambraseys N. N. (1988) | NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003) |
|-----------|-------------------------------------|---------------------------|---|
| 5.5 | 1.43 | 2.86 | 2,21 |
| 6.0 | 1.32 | 2.20 | 1,77 |
| 6.5 | 1.19 | 1.69 | 1,44 |
| 7.0 | 1.08 | 1.30 | 1,19 |
| 7.5 | 1.00 | 1.00 | 1,00 |
| 8.0 | 0.94 | 0.67 | 0,84 |
| 8.5 | 0.89 | 0.44 | 0,73 |

Tabella 1 Magnitudo Scaling Factor

Il metodo di calcolo del potenziale di liquefazione adottato è quello di Robertson e Wride, che utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo IC che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula:

$$(1a) I_c = \left[(3,47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1,22)^2 \right]^{0,5}$$

$$(1b) Q = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{Pa} \frac{Pa^n}{\sigma_{vo}}$$

$$(1c) R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} 100$$

dove :

qc è la resistenza alla punta misurata

Pa è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di

σ_{vo} fs è l'attrito del manicotto

n è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume $n = 1$, come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di IC con la

(1a). Se $IC > 2,6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo

non è liquefacibile. Se $IC \leq 2,6$, significa che l'ipotesi assunta è errata e IC deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$(2) Q = \frac{q_c}{Pa} \frac{Pa^n}{\sigma_{vo}}$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume $n = 0,5$.

Se è ancora $IC \leq 2,6$, significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare. Se invece $IC > 2,6$, vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso. IC deve essere nuovamente ricalcolato con la (1a) ponendo $n = 0,75$.

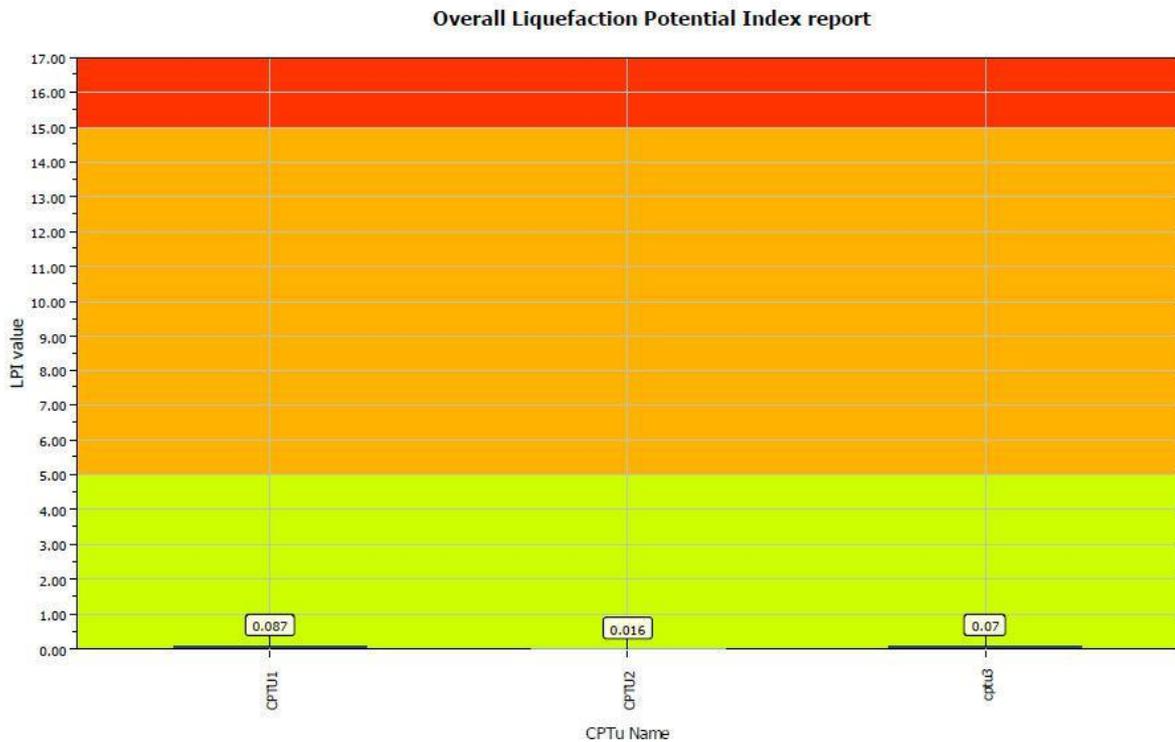
Un deposito che possiede $F_s \geq 1,25$ ha un rischio di liquefazione assente, se F_s è compreso tra 1,0 e 1,25 la liquefazione è possibile mentre per $F_s < 1$ la liquefazione è molto probabile.

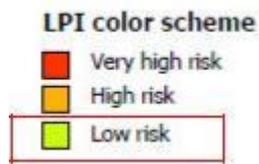
Valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione (LPI)

La valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione (LPI) è stato verificato, per tutte le prove CPTU eseguite in sito, con il software CLiq 2.0 realizzato da Geologismiki con i seguenti dati di input:

| | |
|-----------------------|--|
| Magnitudo | 6,5 |
| Accelerazione sismica | 0,116 g |
| Profondità falda | CPTU1 (1,30 m da p.c.) CPTU2 (1,10 m da p.c.) CPTU3 (0,90 m da p.c.) |

Come si nota dall'immagine sotto riportata per tutte le CPTU analizzate il rischio di liquefazione è considerato basso.





Basic statistics

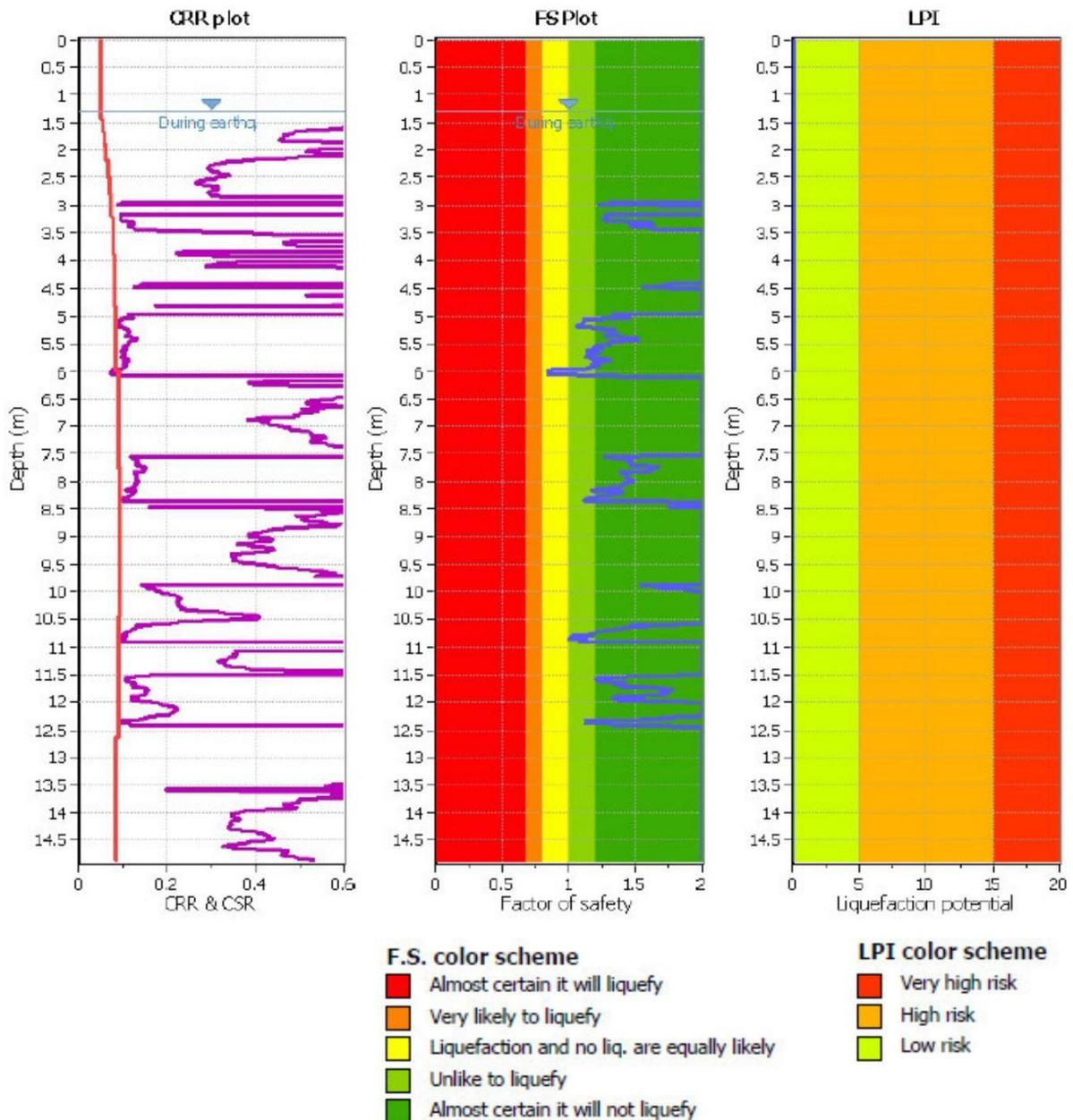
Total CPT number: 3

100.00% low risk

0.00% high risk

0.00% very high risk

Si verifica nel dettaglio la prova CPTU 1 la quale risulta la prova con la maggiore quantità di sabbia entro i primi 20 m di profondità e quella con il valore di LPI leggermente superiore rispetto alle altre prove. Si riportano di seguito le elaborazioni.



L'indice del potenziale di liquefazione (LPI) definisce comunque un basso rischio di liquefazione. Il dettaglio dell'elaborazione è riportato in Allegato 4.

CONSIDERAZIONI AI FINI PROGETTUALI

Nel sito di indagine è prevista la realizzazione di una struttura (Edificio 1) che ospiterà i box di rifugio dei cani randagi e un'ulteriore struttura (Edificio 2) che ospiterà gli uffici operativi, l'accoglienza e il custode del canile.

Dalle indagini eseguite in sito risulta una situazione stratigrafica nel complesso omogenea fatto salvo per qualche variazione di carattere locale, normale nel sistema deposizionale in cui si inserisce il sito. Le prove evidenziano un primo livello superficiale composto da materiale limo sabbioso con un spessore di circa -1,50 m seguito da un'argilla poco consistente fino a circa -2,50/-3,10 m da p.c.; queste sono poi seguite da un livello sabbioso con gradi di addensamento variabile, ma comunque avente caratteristiche geotecniche migliori, che si estende fino a profondità comprese tra -5,00 m e -6,00 m da p.c. nelle tre prove. In generale le tre prove evidenziano come il sottosuolo si sviluppi in una serie di alternanza di livelli sabbiosi ed argillosi tipico dell'ambiente deposizionale dell'area; si evidenzia come tutte le prove si concludono con un livello di argilla che inizia da -12,50 m da p.c..

Le verifiche di capacità portante evidenziano un valore non molto elevato in quanto sono state eseguite considerando lo strato argilloso che nelle prove in sito si individua generalmente a profondità comprese tra -1,50 m e -3,10 m da p.c. il quale presenta un valore di coesione non drenata pari a $0,3 \text{ kg/cm}^2$.

I cedimenti risultano di 58 mm per l'edificio 1 e di 44 mm per l'edificio 2, in tutti e due i casi considerando un carico di progetto pari a 40 kN/m^2 .

Sarà cura del progettista scegliere la soluzione fondazionale più adeguata anche alla luce degli effettivi carichi di progetto previsti per le strutture.



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1: Esecuzione della prova CPTU1



Foto 2: Esecuzione della prova CPTU2



Foto 3: Esecuzione della prova CPTU3