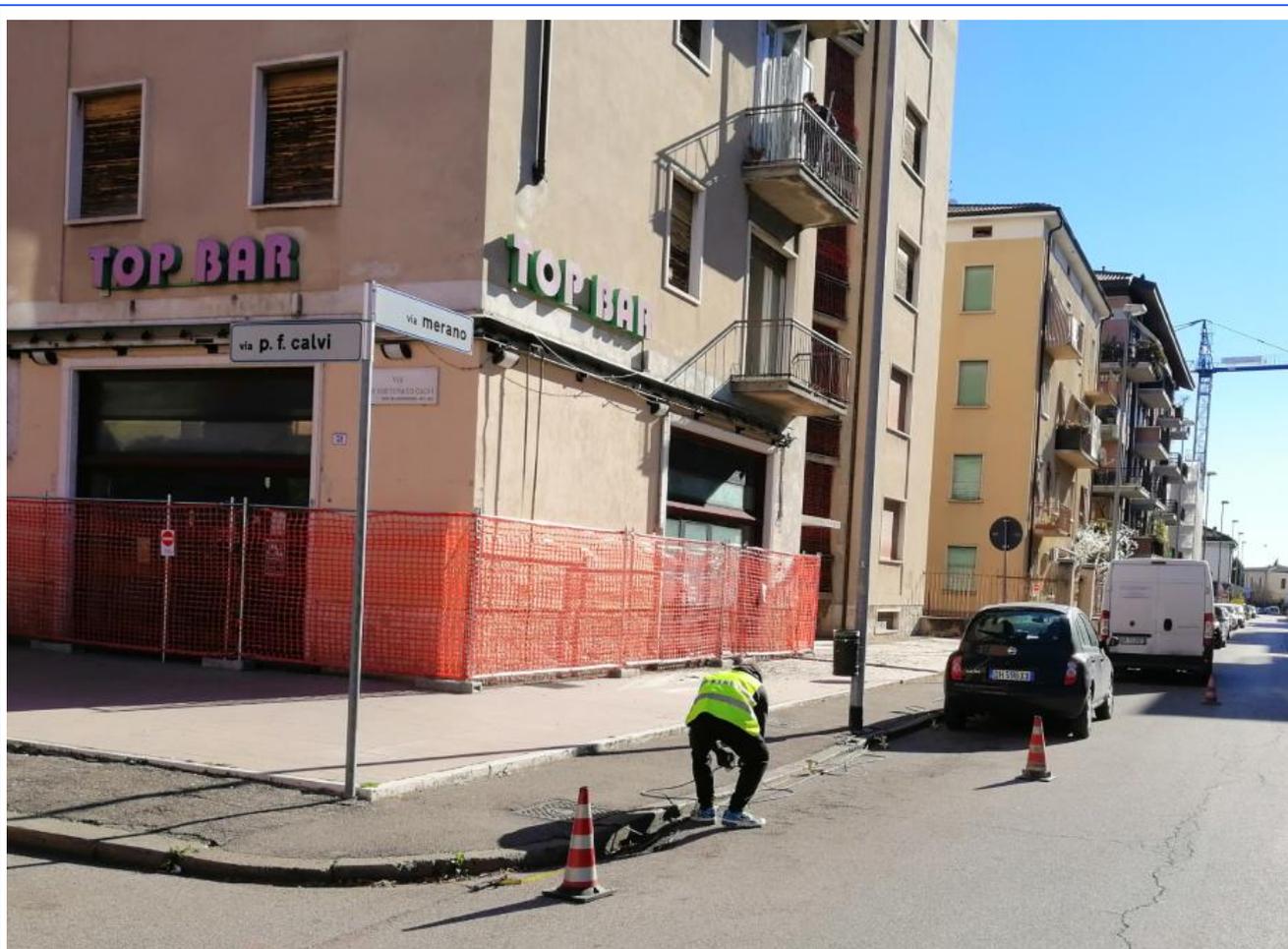




GEOLOGIA TECNICA sas
di Vorlicek P.A. & C
Azienda certificata UNI EN ISO 9001:2015



Provincia di	VERONA
Comune di	VERONA
Committente	ATER Verona



RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA



Provincia di	VERONA
Comune di	VERONA
Committente	ATER Verona

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA



INTRODUZIONE.....	3
RELAZIONE GEOLOGICA.....	4
ANALISI SIMICA DEL SITO.....	10
RELAZIONE GEOTECNICA.....	24
CONCLUSIONI.....	37

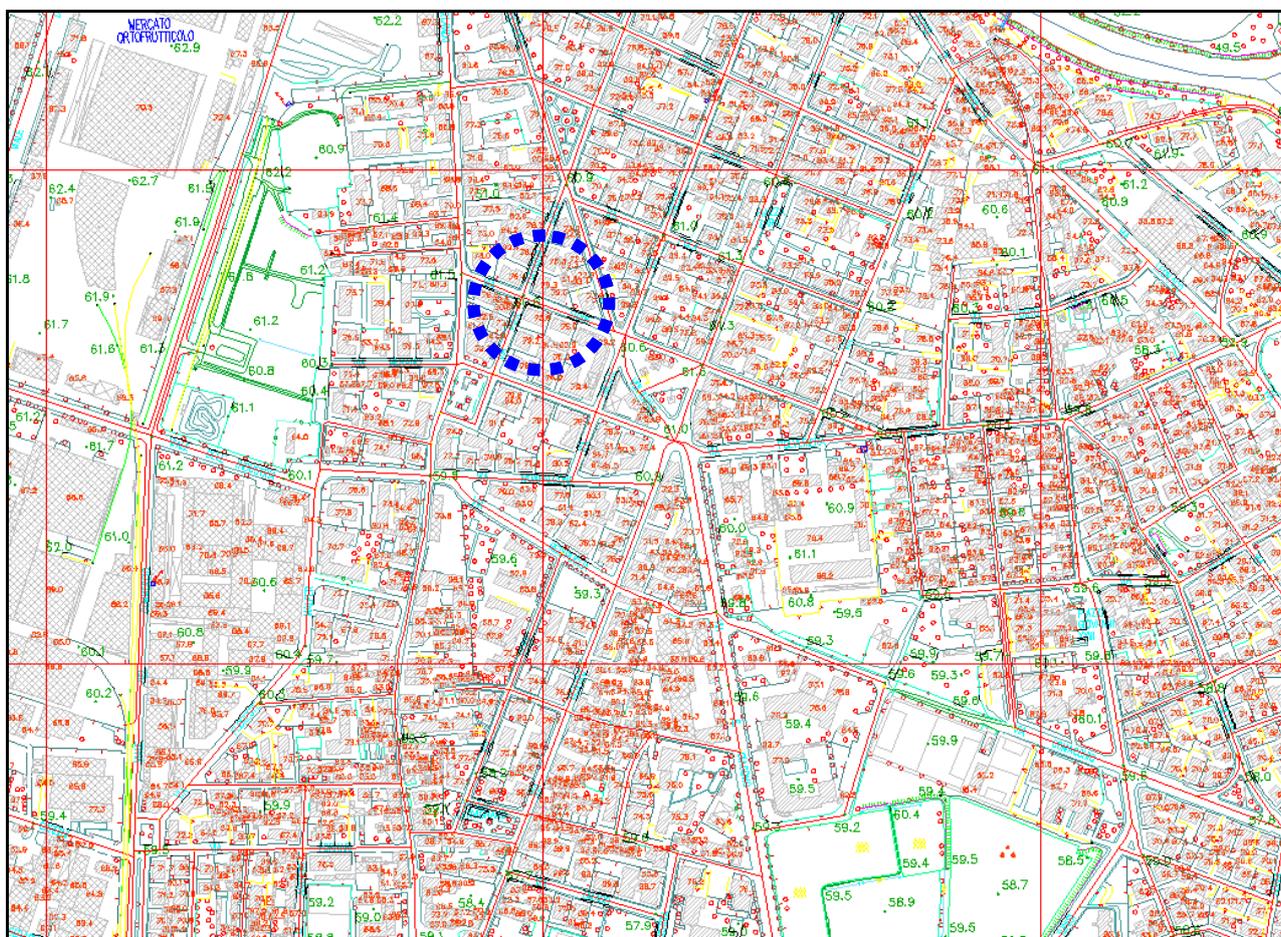
INTRODUZIONE

Al fine di verificare la fattibilità geologica e di fornire indicazioni geotecniche per la ristrutturazione di un fabbricato ATER nel Comune di Verona in via Merano sono state eseguite le seguenti indagini:

1. Una ricerca bibliografica inerente l'area in esame
2. Un sondaggio meccanico con esecuzione prove SPT
3. L'esecuzione di 2 prove di sismica passiva con metodo Nakamura HVSR.
4. L'esecuzione di 1 prova di sismica attiva con metodo MASW.

Le indagini e la relazione geologica e geotecnica sono state realizzate considerando il progetto fornitoci da ATER Verona, nello specifico le Tav 01 del dicembre 2018

Tale indagine è altresì necessaria per ottemperare alle NTC del D.M. 17/01/2018.



Estratto CTR 1:5000 (non in scala). Cerchiato in blu il sito di indagine.

RELAZIONE GEOLOGICA

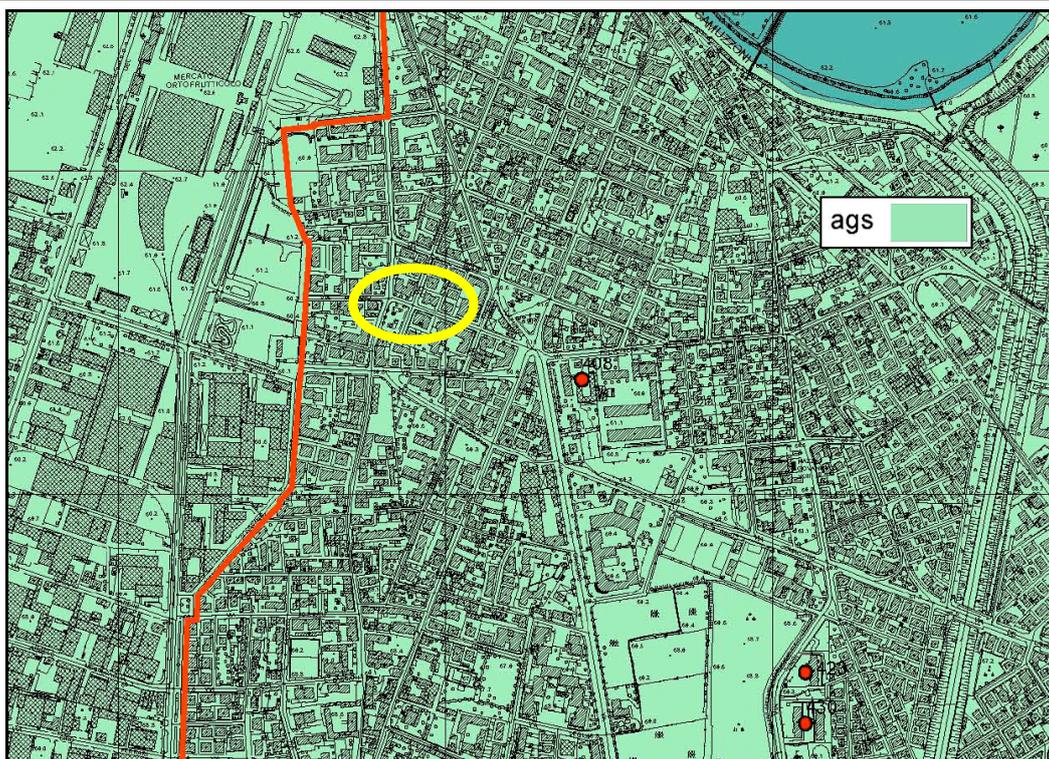
Geologia

Secondo la cartografia geologica ufficiale i terreni del sito sono costituiti da alluvioni terrazzate (Riss) fluvio-glaciali e fluviali legate quindi agli eventi deposizionali dell'antica conoide del fiume Adige. Nello specifico le litologie individuate dalle carte ufficiali e relative sezioni indicano la presenza di ghiaie sabbiose e ciottolose al disotto di un riporto, costituito anch'esso da materiale grossolano.



Carta geologica d'Italia 1:100000 (foglio 49)

Si riporta a seguito un estratto della carta geolitologica della variante al P.R.G., nel quale il sito risulta in corrispondenza di "ags" materiali granulari più o meno addensati dei terrazzi fluviali e fluvio-glaciali a tessitura prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa, tali depositi costituiscono la maggior parte della pianura veronese e sono rappresentati dai depositi fluvio-glaciali dell'antico conoide depositato dall'Adige.



Estratto carta geolitologica della variante n°282 al P.R.G.; cerchiato in giallo il sito in esame

Il sondaggio numero 60 realizzato a sud del sito conferma le litologie indicate dalla cartografia ufficiale. Si riporta a seguito la tabella con riportate le litologie dei primi 60 metri.

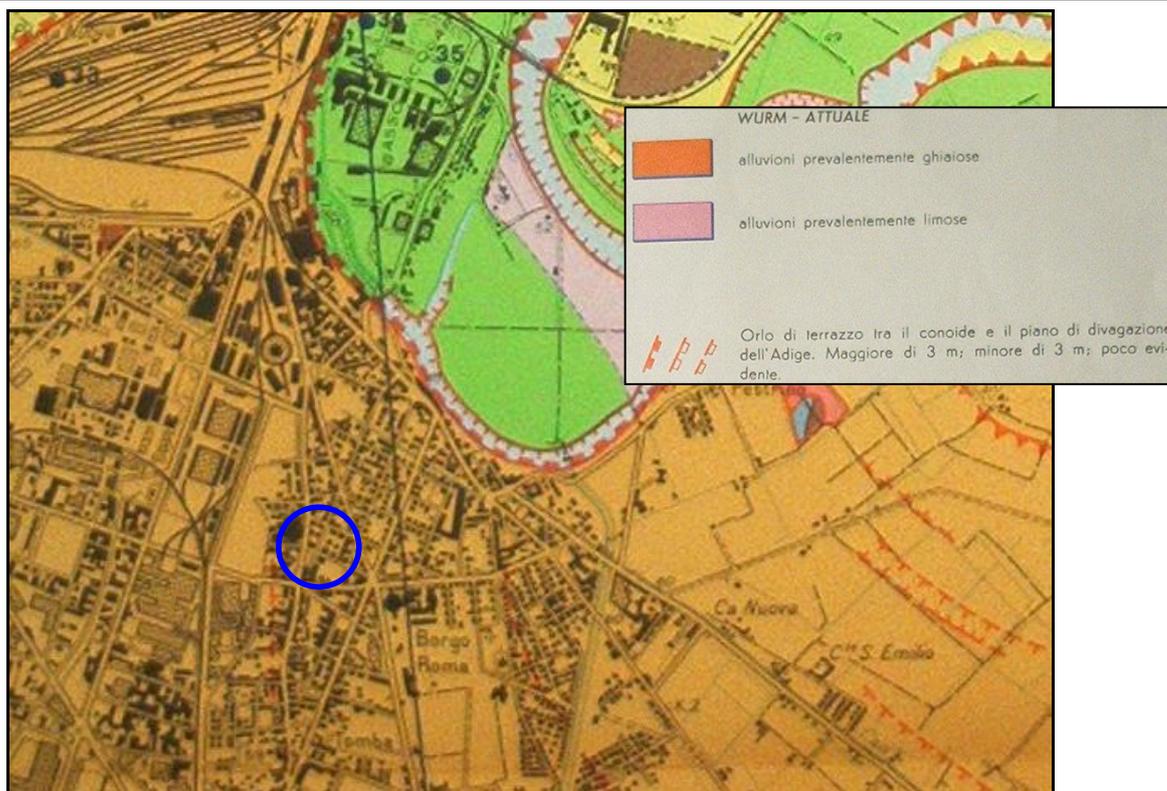
Metri da p.c.	S 60
0.00-20.5	Ghiaia e sabbia
20.5-24.0	Argilla
24.0-33.0	Sabbia e ghiaia
33.0-36.0	Torba
36.0-60.0	Ghiaia e sabbia

Tabella con riportate le litologie più superficiali individuate dai sondaggi.

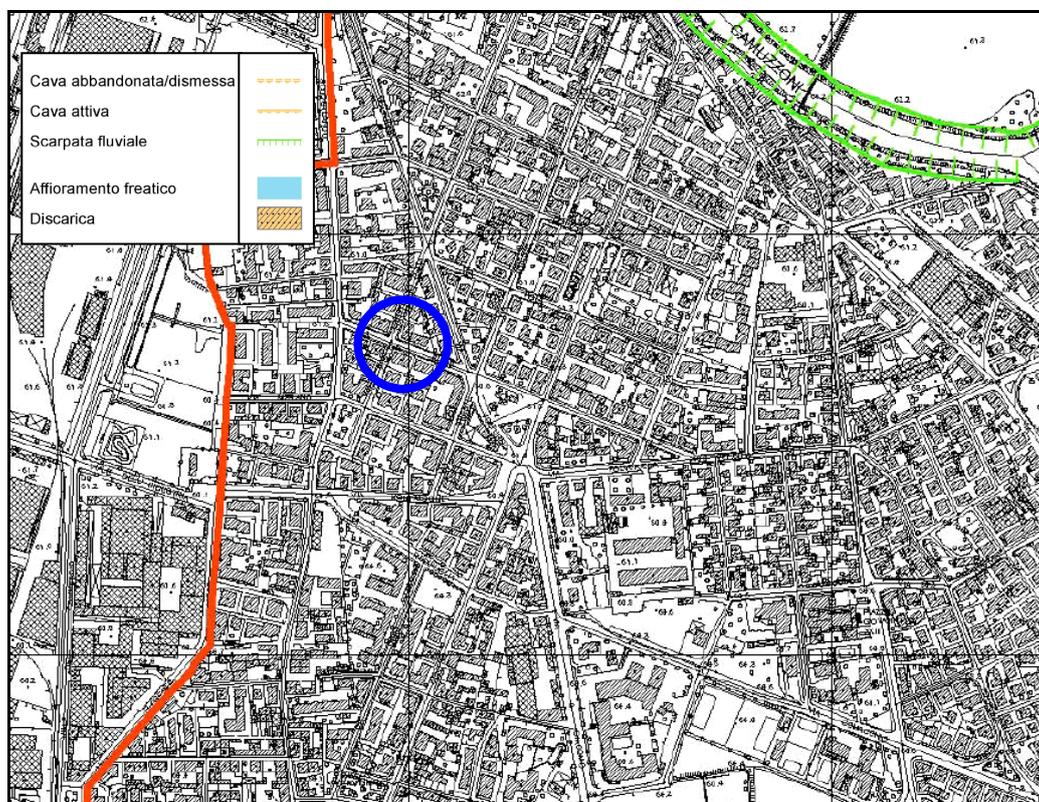
Geomorfologia

Il sito è caratterizzato dalla morfologia tipica della "alta pianura"; caratterizzata dalle alluvioni appartenenti al piano di divagazione del fiume Adige, si trova ad una quota di circa 60.6 m s.l.m.

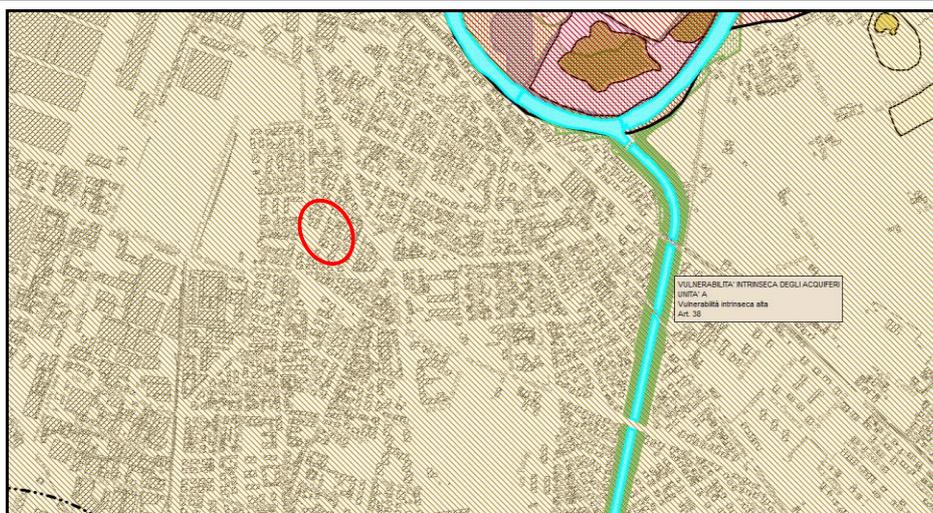
Le forme morfologiche più evidenti sono le serie di orli di terrazzi (segnati in arancione nella carta geomorfologica ad est del sito). Tali forme sono difficilmente individuabili in sito a causa della forte antropizzazione dell'area.



Carta geomorfologia di Verona; cerchiato in blu il sito oggetto di studio



Estratto della Carta Geomorfologica della Variante n.282 al PRG del Comune di Verona; cerchiato in blu il sito in esame



Carta della fragilità PAT Verona; cerchiato in rosso il sito in esame

Idrologia

Il corso d'acqua principale è il fiume Adige che con andamento meandriforme scorre ad est del sito. Un altro corso d'acqua importante è il canale Camuzzoni, di natura artificiale che scorre circa 800 m a est del sito in esame ma è protetto da arginature e la sua portata è controllata per usi industriali. Nella carta delle "Penalità Geologiche e Idrogeologiche" il sito si trova a sufficiente distanza dall'area di divagazione del fiume Adige, (indicata in carta in verde scuro) posta a quote topografiche inferiori di circa 3 m rispetto alle aree circostanti, definita come "area esondabile" interessata dagli allagamenti dell'Adige e che rappresentano luoghi di naturale espansione delle acque del fiume che nei periodi di piena evitano danni (inondazione della città) derivanti da rottura di argini. Si può affermare, quindi che il sito non presenta particolari rischi idrologici.

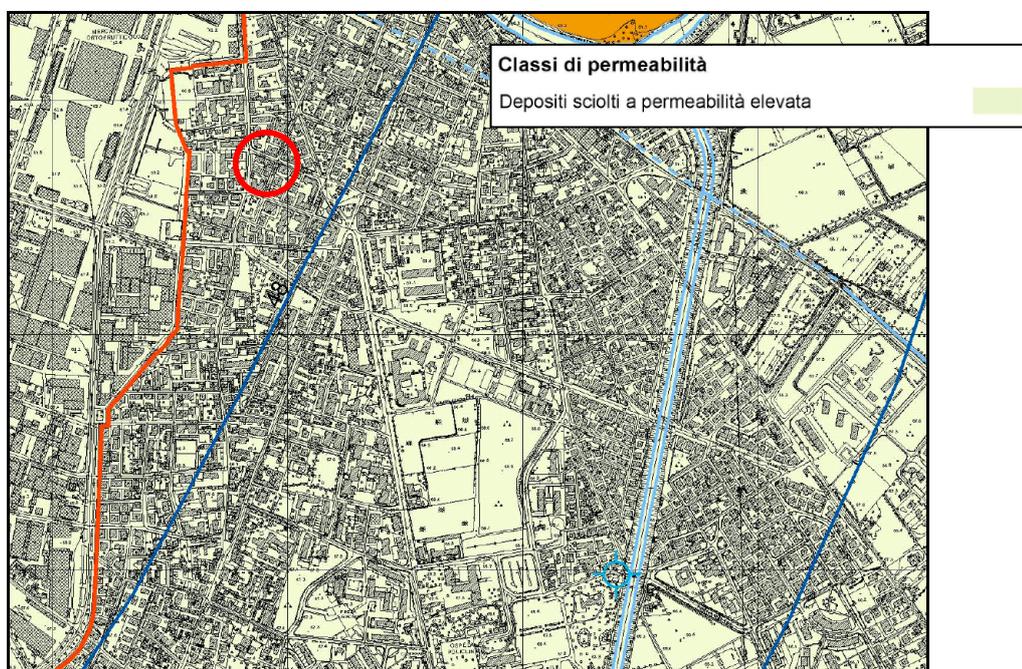


Estratto da "Carta delle penalità geologiche e idrogeologiche del territorio del comune di Verona"
(V. De Zanche – L. Sorbini – V. Spagna, 1977.)

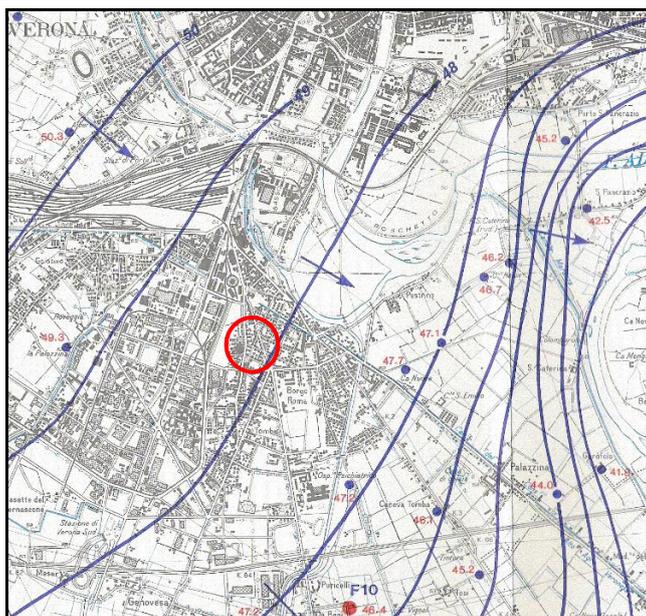
Sede: v. Martiri Libertà 29, 35042 Este (PD) tel. 0429601986 fax 04291702351 e-mail info@geologiatecnica.net sito web: www.geologiatecnica.net		
File: Verona v Merano.doc	Redatto da: Vorlicek P.A.	Data 28/05/2019
Rev. 02	Controllato da: Simonetto G.	Pag. 7

Idrogeologia

Dall'estratto della carta idrogeologica riportata a seguito si evince che l'impianto si trova in corrispondenza della isofreatica 48 m s.l.m., considerando che la quota topografica del sito è circa 60.6 m s.l.m., è presumibile che la falda si trovi circa a 12-13 metri da piano campagna. Dall'andamento delle isofreatiche si può inoltre dedurre la direzione del deflusso idrico sotterraneo che è circa nord-ovest/sud-est. Il suolo è caratterizzato dalla presenza di depositi sciolti a permeabilità elevata (Carta Idrogeologica della Variante n.282 al PRG del Comune di Verona). Durante l'indagine in sito (12/03/2019) non è stata riscontrata la falda fino alla profondità d'indagine (-12 m da p.c., considerando l'interrato circa -15 m da p.c.) in periodo relativamente di magra (siccità invernale prolungata).



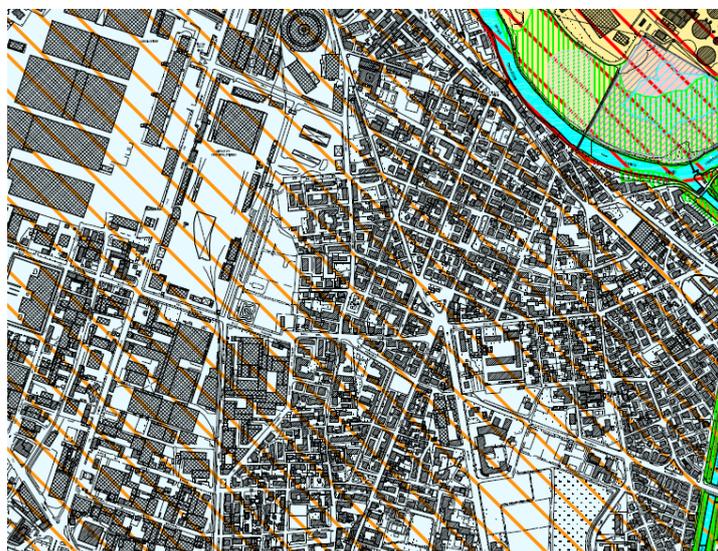
Estratto della Carta Idrogeologica della Variante n.282 al PRG del Comune di Verona; cerchiato in rosso il sito in esame



Estratto da "Carta Idrogeologica dell'alta pianura Verona orientale". In rosso è indicato il sito indagato

Carta delle fragilità

Dall'estratto della carta delle fragilità si nota che l'area è idonea a condizione ed è gravata solo dall'art. 38 riguardante la vulnerabilità degli acquiferi, e quindi non interessante il progetto che è totalmente collettato alla fognatura



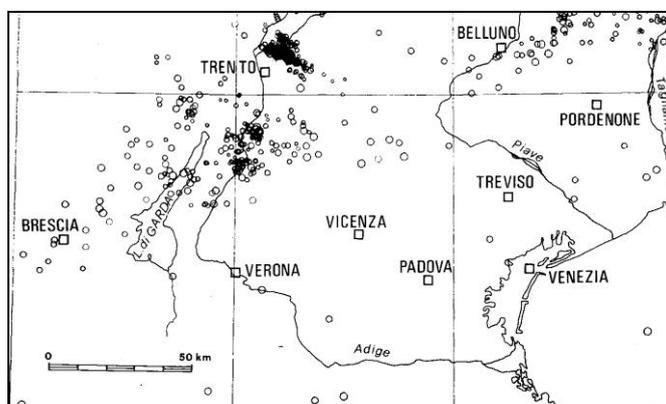
UNITA' A



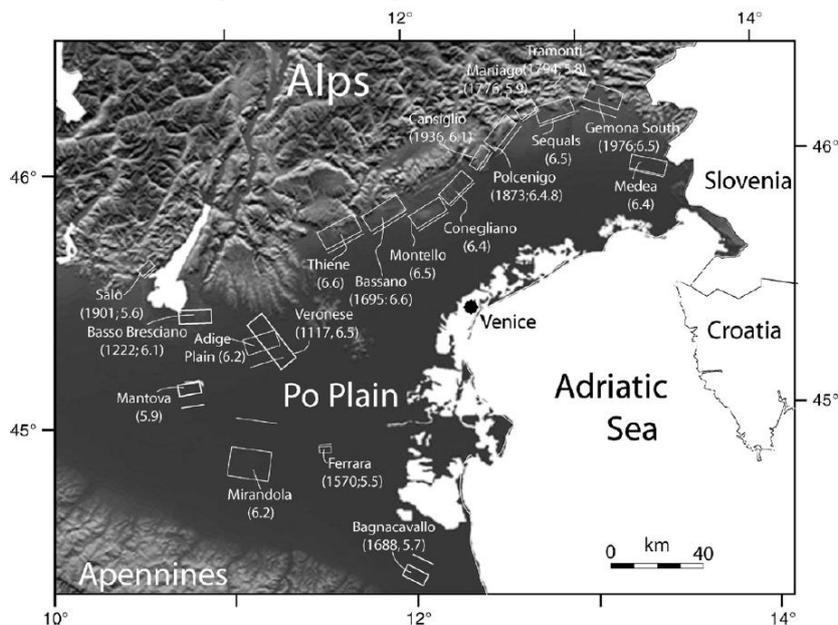
ANALISI SIMICA DEL SITO

Caratterizzazione sismo tettonica

Il sito indagato si inserisce, secondo la zonazione sismotettonica nell' "Area Lessinea". Corrisponde alla maggior parte del blocco lessineo ed è caratterizzato da una Moho a minima profondità. Dal punto di vista neotettonico l'area denuncia sollevamenti e deformazioni non accentuate con blando basculamento verso sud. Risultano in attività faglie prevalentemente dirette. La sismicità storica è media alte e concentrata soprattutto nel settore meridionale dell'area, al passaggio fra Lessini e la pianura, nonché lungo le valli di Illasi e Chiampo. La prima può essere collegata alla fascia di deformazione di Verona., la seconda allo svincolo della successiva area scledense.



Carta degli epicentri di magnitudo minore di 3.0 (1977-1986)



Mappa tettonica mostrante la localizzazione e l'estensione delle faglie potenzialmente attive nell'area della Pianura Padana. In parentesi (ove segnalato) la data dell'ultimo macrosisma conosciuto associato alla faglia e la massima magnitudo attesa per la stessa

Sede: v. Martiri Libertà 29, 35042 Este (PD) tel. 0429601986 fax 04291702351 e-mail info@geologiatecnica.net sito web: www.geologiatecnica.net		
File: Verona v Merano.doc	Redatto da: Vorlicek P.A.	Data 28/05/2019
Rev. 02	Controllato da: Simonetto G.	Pag. 10

La sismicità attuale, di grado medio, è concentrata nel vertice settentrionale del settore, a cavallo con la contigua area di svincolo scledense ed è imputabile all'attività della linea Schio-Vicenza. Dalla carta degli epicentri riportata si evince che nel comune di Verona, nel periodo 1977-86, non sono stati registrati epicentri di terremoti. L'attività recente (2011) si è concentrata nel settore lessineo di Grezzana.

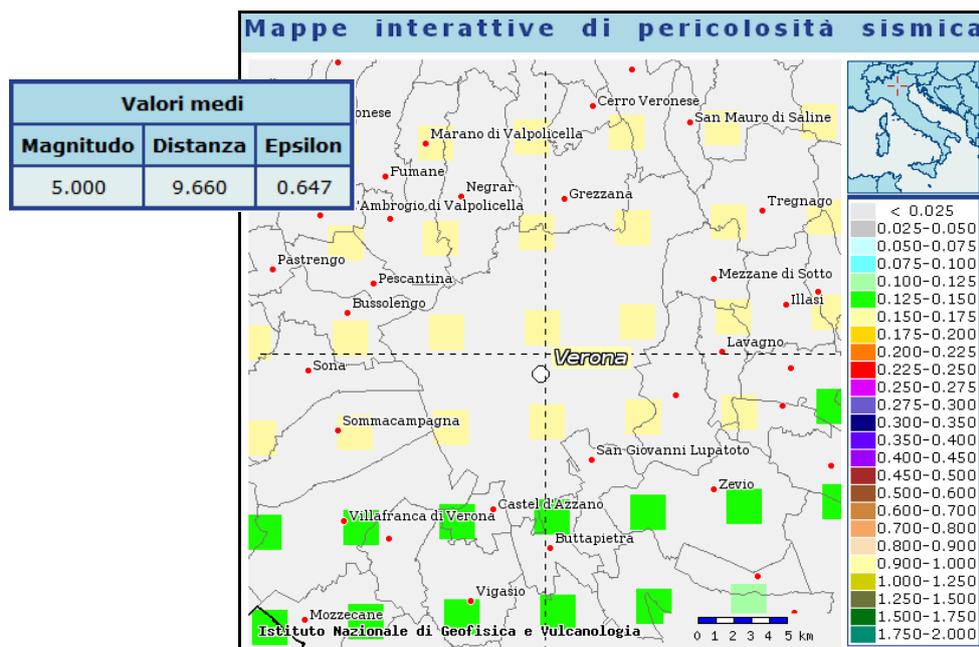
Classificazione sismica del sito

Il comune di Verona (secondo la classificazione sismica indicati nell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274/03) è classificato dal punto di vista sismico in classe 3 con quindi i seguenti parametri edificatori minimi.

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

La classificazione sismica in zone 1 2 3 4 dopo l'entrata in vigore delle NTC08 ha solo valore amministrativo, vale solo per i controlli sui progetti da parte del GC. L'azione sismica va sempre calcolata tenendo conto della griglia. Per l'identificazione della zona sismica in cui ricade ciascun comune o porzione di esso, occorre fare riferimento alle disposizioni emanate ai sensi dell'art. 83, comma 3, del DPR 6.6.2001, n. 380.

In base alla mappa della pericolosità sismica l'area indagata si trova in una parte del territorio comunale di Verona che presenta accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g/g) compresa tra 0.150 e 0.175 e magnitudo 5.000. Considerando opere con vita nominale 50 anni e classe dell'edificio II, l'accelerazione sismica attesa $a_g=0.155$ per lo stato limite SLV.



Estratto mappa pericolosità sismica INGV

Caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica Masw (Multichannel Analysis of Surface Waves)

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P**-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S**-Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L**-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R**-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – "R"

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (onde P, onde S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

Sede: v. Martiri Libertà 29, 35042 Este (PD) tel. 0429601986 fax 04291702351 e-mail info@geologiatecnica.net sito web: www.geologiatecnica.net		
File: Verona v Merano.doc	Redatto da: Vorliceck P.A.	Data 28/05/2019
Rev. 02	Controllato da: Simonetto G.	Pag. 12

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Strumentazione utilizzata

Per l'acquisizione dei dati è stata utilizzato un sismografo della "Ambrogeo" con le seguenti caratteristiche tecniche:

Number of channels	24
Sampler interval	0,296 msec
A/D Conversion	16 bit
Input impedance	1 KOhm
Gain	10 dB - 100 dB, step 1 dB
Saturation tension	+/- 2,3 V
Saturation level	100 dB
Distorsion	0,01%
Sampler	25 msec (191 points), 50 msec (383 points), 100 msec (756 points), 200 msec (1530 points), 800 msec (6121 points)
Sampling	130 micro/sec
Record lenght	25-50 -10 -20 -400-800 millisec
Filter low pass	from 50 to 950 Hz, step1 Hz
Digital Filter (Fir) low pass	1000-900-800-700-600-500-400-300-200-100-50 Hz
Digital Filter (Fir) high pass	0-25-50-75-100-125-150-175-200-225-250 Hz
Frequency response	7-950 Hz, filter at 950 Hz
Dynamic range	93 dB
Noise	0,66 uV rms, gain = 55 dB
Crosstalk	52 dB, gain = 55 dB
Power	12 V

E' stato utilizzato un cavo multicanale (12) per il collegamento con i sensori e 12 geofoni verticali da 4,5 Hz.

Esecuzione operativa dell'indagine Masw in cantiere

L'acquisizione è stata eseguita posizionando 12 ricevitori da 4,5 Hz ad una distanza inter-geofonica pari a 2 m, ed energizzando mediante mazza battente su piastra in ferro-alluminio a distanze diverse, di 12, 9, 6, 3 m dal primo geofono (eseguendo registrazioni ripetute); non è stata eseguita la stessa operazione all'altro estremo dell'array in quanto le indagini dirette e semidirette indicano una stratigrafia piano parallela.

A seguito lo schema dell'array lineare utilizzato per la prova.

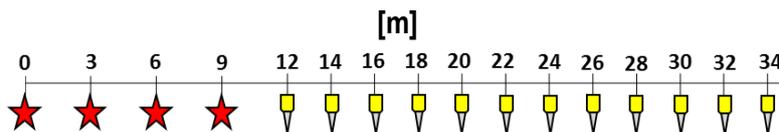




Foto esecuzione indagine Masw

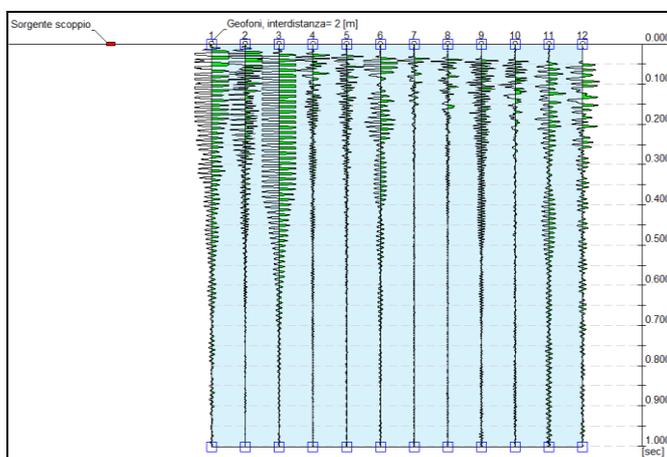


Ubicazione indagine Masw su foto satellitare.

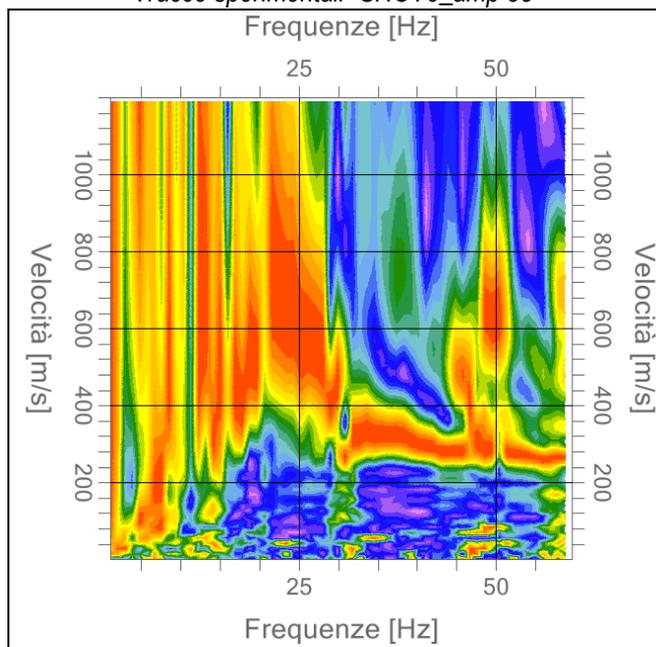
Elaborazione dati

L'elaborazione è stata eseguita tramite il software Easy Masw della GEOSTRU unitamente al software Front per il processamento dei dati di ingresso. A seguito si riporta la traccia e relativa curva di dispersione che risulta maggiormente definita tra le 8 registrazioni eseguite.

Nome del file delle tracce	SHOT6_amp55
Numero di ricevitori usati per l'analisi	12
Distanza tra i sensori	2 m
Passo temporale di acquisizione	0.000131 s
L'intervallo considerato per l'analisi comincia a [s]	0 s
L'intervallo considerato per l'analisi termina a [s]	1,0023 s



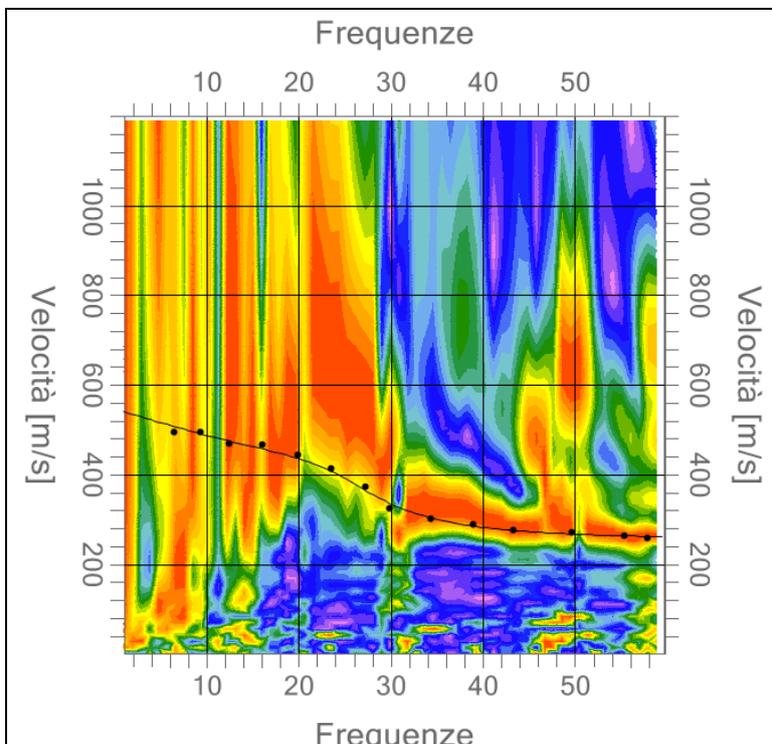
Tracce sperimentali "SHOT6_amp 55"



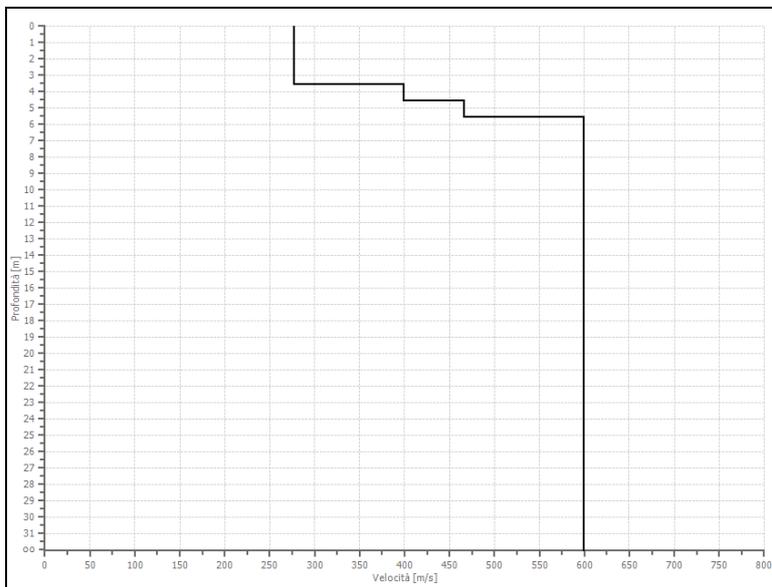
Curva di dispersione "SHOT6_amp 55"

Risultati delle analisi

A seguiti si riportano i risultati grafici della modellizzazione della curva di dispersione delle traccia "SHOT6_amp 55" e relativo modello velocità onde S nel sottosuolo



Curva di dispersione sperimentale con relativo Picking e curva di modello



Modello velocità onde S nel sottosuolo

Analisi dei risultati ottenuti

L'elaborazione dell'indagine Masw ha permesso di determinare una curva di dispersione in cui risulta evidente come gli strati superficiali (caratterizzati da alte frequenze superiori ai 30 Hz) siano contraddistinti da velocità intorno ai 250 m/s successivamente le velocità crescono fino ad una velocità di fase di circa 600 m/s. Si rammenta che la velocità di fase non è la V_s ($V_s \approx 1,1 \cdot$ velocità di fase). Nella tabella a seguito i risultati calcolati dall'elaborazione dei dati.

Modulo di deformazione al taglio	$G = \rho \cdot V_s^2$
Modulo edometrico	$E_d = \rho \cdot V_p^2$
Modulo di compressibilità volumetrica	$M_0 = \rho \cdot (V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2)$
Modulo di Young	$E = 2 \cdot \rho \cdot V_s^2 (1 + \nu)$

Profondità [m] da p.c.	Peso di volume [Kg/cm ³]	Coefficiente di Poisson	Vs calcolata [m/s]	Vp calcolata [m/s]	G [MPa]	Ed [MPa]	M ₀ [MPa]	E [MPa]
0,0-3,5	1800,0	0,2	276,5	517,3	137,6	481,7	298,2	357,9
3,5-4,5	1800,0	0,2	398,5	650,8	285,9	762,4	381,2	686,2
4,5-5,5	1800,0	0,2	466,4	761,7	391,6	1044,5	522,2	940,0
5,5-7,6	1800,0	0,2	599,3	978,6	646,5	1724,0	862,0	1551,6
7,6-∞	1800,0	0,2	599,3	978,6	646,5	1724,0	862,0	1551,6

La velocità media delle onde di taglio fino alla profondità di 30 m è pari a 500 m/s. Nel sito in questione quindi i terreni appartengono alla **categoria di sottosuolo B**

Caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica HVSR (Metodo di Nakamura).

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali) o HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio* - Metodo di Nakamura) è finalizzata all'individuazione della frequenza caratteristica di risonanza di sito e delle discontinuità sismiche che sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che al contatto copertura-bedrock.

Per la determinazione delle velocità delle onde di taglio (V_s) e per una corretta caratterizzazione dei litotipi investigati si utilizza un codice di calcolo appositamente creato per interpretare i rapporti spettrali (HVSR) basati

sulla simulazione del campo d'onde di superficie (Rayleigh e Love) secondo la teoria descritta in AKI (1964) e Ben-Menahem e Singh (1981); Arai e Tokimatsu, 2004).

Il metodo di acquisizione si dice passivo in quanto il rumore non è generato ad hoc, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva (sismica a rifrazione), ma è il rumore naturale definito come "microtremore". I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono riassunti nel riquadro.

- la stratigrafia del sottosuolo con un range di indagine compreso tra 0.5 e 700 m di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 50 – 70 metri. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso;
- la velocità media delle onde di taglio V_s calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario conoscere, anche in maniera indicativa, la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia e riconoscibile nella curva H/V. La stima di tale parametro caratterizza al meglio, dal punto di vista geofisico, i vari litotipi presenti. È inoltre possibile valutare la velocità di propagazione delle onde di taglio all'interno del bedrock e stabilire il tipo di roccia presente. La tecnica HVSR può essere applicata, a differenza delle classiche tecniche d'indagine sismiche (sismica a rifrazione), anche in presenza di inversioni di velocità (materiali più competenti che poggiano sopra materiali meno competenti);
- la frequenza caratteristica di risonanza del sito che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericoloso per la stabilità degli stessi.

Nel caso in cui quindi siamo in presenza di una discontinuità sismica legata al passaggio tra materiali con parametri (densità e velocità sismiche) diversi che presentano quindi un contrasto d'impedenza (per essere identificabili i picchi H/V richiedono contrasti di impedenza almeno del 25%) è possibile stabilire una relazione tra lo spessore dello strato "più soffice" h , la velocità media delle onde S e la frequenza f del picco attraverso la formula:

$$f = \frac{V_s}{4 \times h}$$

Strumentazione

Per l'acquisizione dei dati per la prova HVSR è stato utilizzato un SR04 GeoBox, un sismografo finalizzato alla rilevazione di vibrazioni naturali e artificiali, dal rumore di fondo ai forti terremoti. A seguito le caratteristiche tecniche generali:

Numero canali ed a/d converter	3 (SD) dinamica di 144dB (24 bit effettivi fra 0.1 e 10Hz, ENOB)
Sensibilità	con velocimetri da 4.5Hz: < 1 nanometro/secondo per count

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Campionamento	simultaneo sui tre canali a 10,20,50,100,200,300,400,480,600Hz
Interfaccia dati	RS232 con cavo da 8 metri e adattatore USB in dotazione
Contenitore	Monoblocco in alluminio IP66
Dimensioni e peso	155x140x110 mm 3.1kg con sensori da 4.5Hz
Temperatura operativa	-20/+50°C
Conformità	CE

Presentazione ed elaborazione dei risultati

Per l'elaborazione dei dati e la definizione della frequenza fondamentale del sito è stato utilizzato il software open source Geopsy risultati riportati delle misurazioni per ogni stazione di misura comprendono:

- Grafico componenti spettrali lisceate tramite operatore Konno & Ohmachi (1998)
- Grafico andamento del rapporto H/V in funzione della direzione
- Grafico del rapporto H/V e relativa f_0 calcolata



Ubicazione ed esecuzione test HVSR

A seguito si riportano i grafici sopra elencati (elaborazione del segnale eseguita con software Geopsy)

HVSR 1

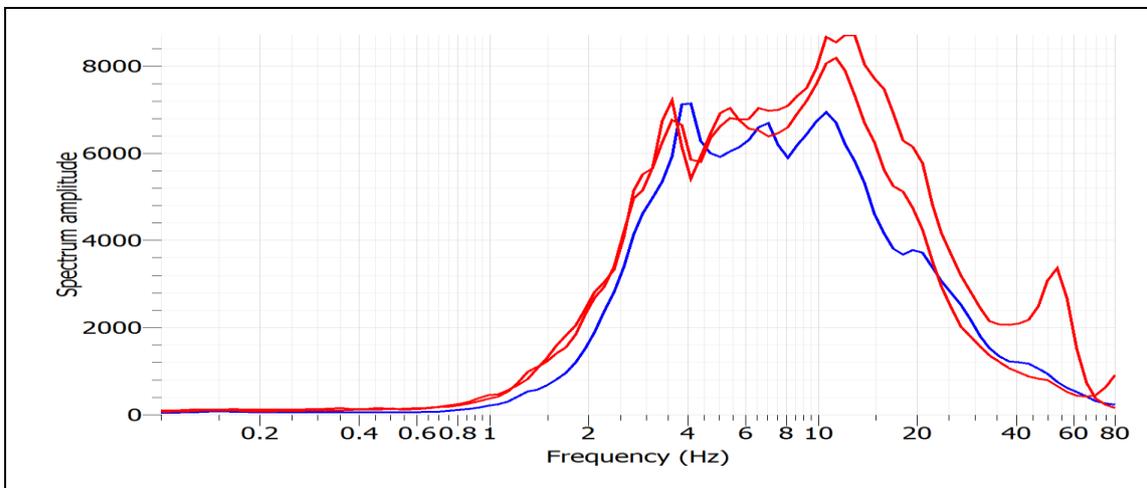


Fig. 1: Componenti spettri lisciati: in blu componente verticale in rosso orizzontali

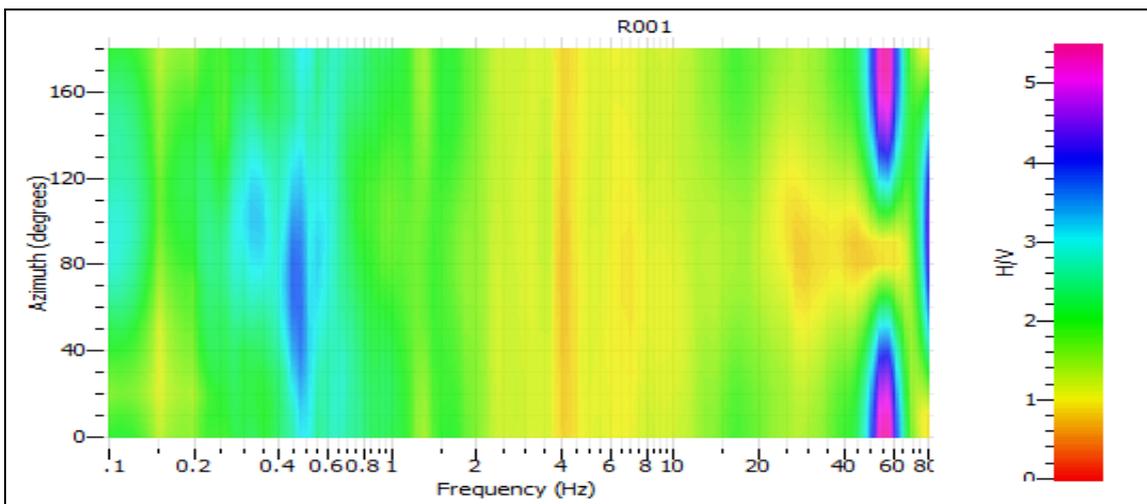


Fig. 2: Direzionalità rapporto H/V

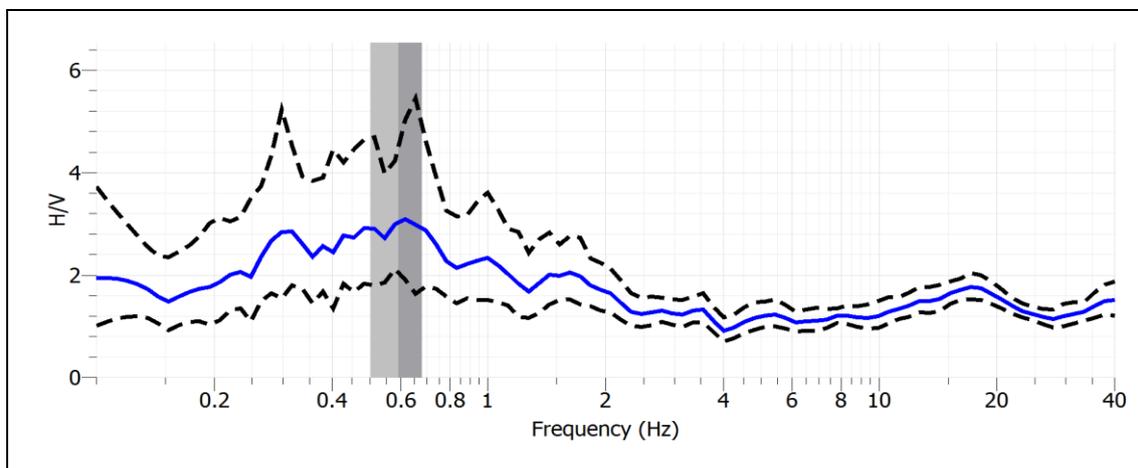


Fig. 3.: Rapporto spettri componenti orizzontali e verticali lisciati. In grigio in evidenza i picchi

HVSR 2

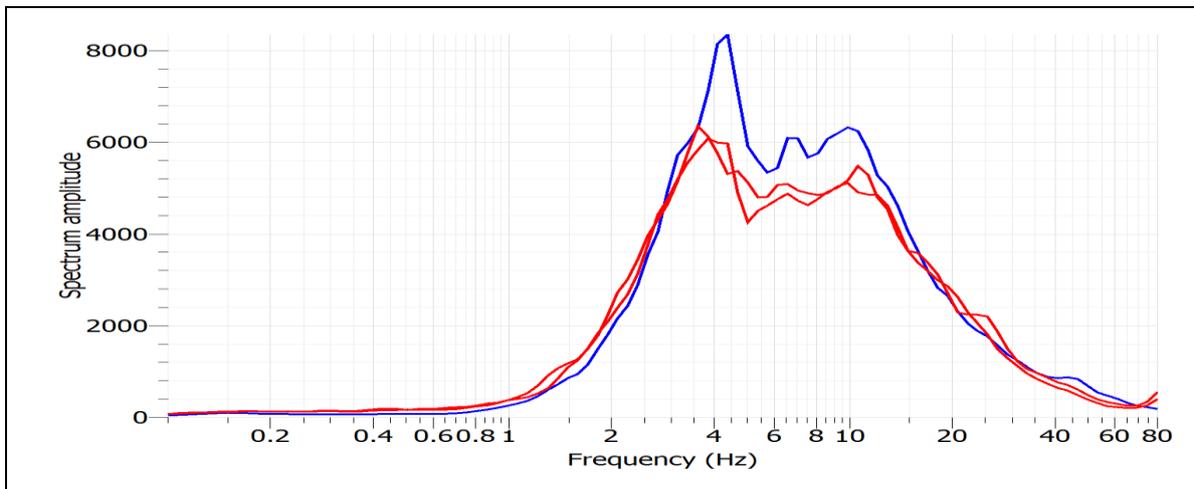


Fig. 1: Componenti spettri lisciati: in blu componente verticale in rosso orizzontali

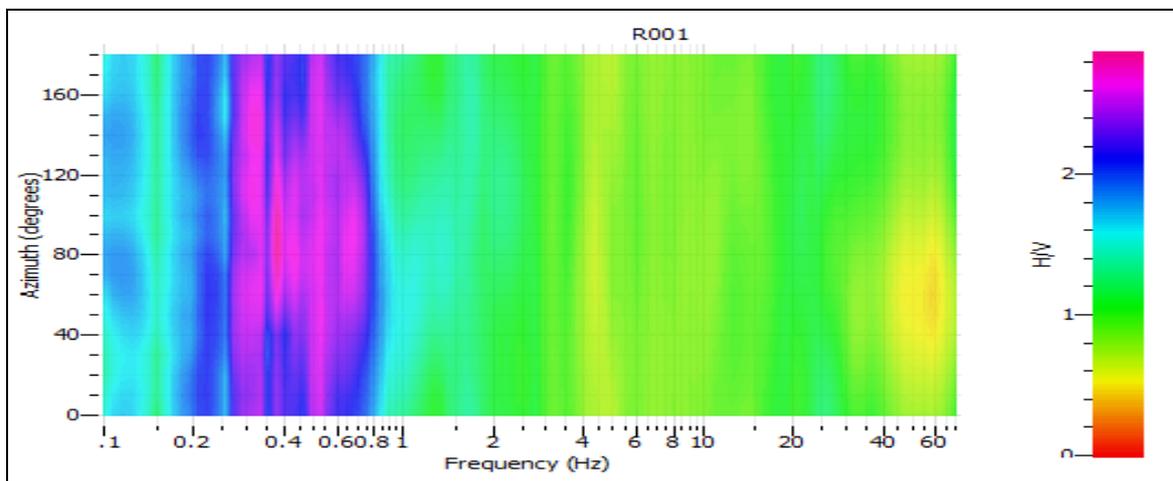


Fig. 2: Direzionalità rapporto H/V

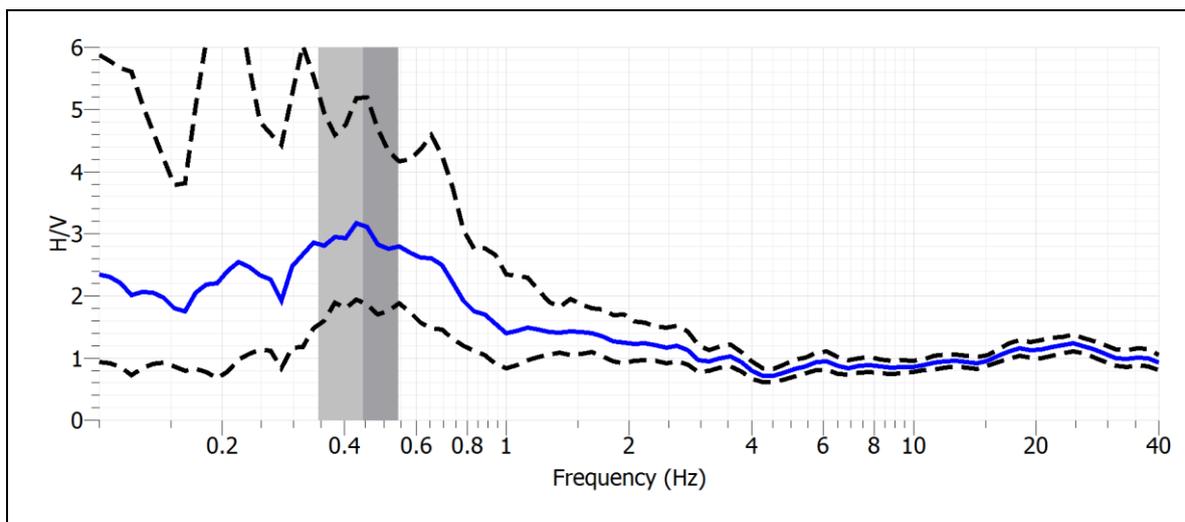


Fig. 3.: Rapporto spettri componenti orizzontali e verticali lisciati. In grigio in evidenza i picchi

Osservazioni

Dall'analisi delle componenti spettrali intorno ai 04-06 Hz si distingue il picco massimo della curva H/V, che corrisponde alla frequenza di risonanza del sito, dovuto a un contrasto d'impedenza di natura stratigrafica. Infatti tale picco risulta significativo come si nota si dall'andamento dalla continuità spaziale del rapporto HV evidenziata nel grafico della direzionalità (fig. 2) in particolare in corrispondenza della HVSR 2

Categoria sismica sottosuolo e condizioni topografiche

Categoria sismica sottosuolo

A seguito si riporta 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.

Qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, VS. Valori di VS sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

In base ai risultati delle indagini sismica descritta nel paragrafo "Caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica HVSR o MASW" i terreni in sito appartengono alla **categoria sismica di sottosuolo B**

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
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 fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositati 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.
D	Depositati 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.
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.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Sede: v. Martiri Libertà 29, 35042 Este (PD) tel. 0429601986 fax 04291702351 e-mail info@geologiatecnica.net sito web: www.geologiatecnica.net		
File: Verona v Merano.doc	Redatto da: Vorliceck P.A.	Data 28/05/2019
Rev. 02	Controllato da: Simonetto G.	Pag. 22

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

All'area oggetto di studio si può attribuire la **condizione topografica T1**

Liquefazione terreni

In base alle indicazioni del paragrafo 7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione del DM 17/01/2018, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc1N > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

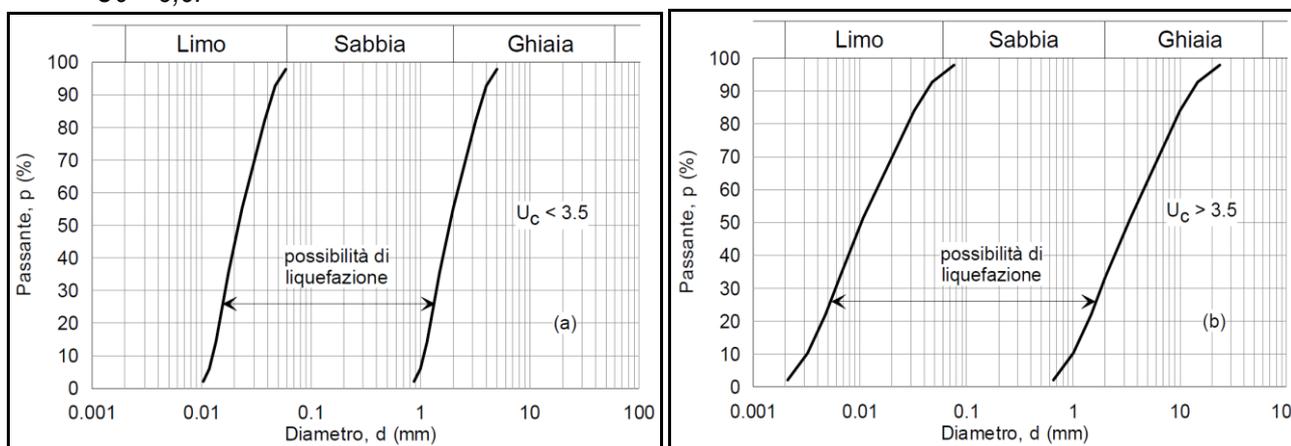


Fig. 7.11.1. Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione

Verifica alla liquefazione dei suoli incoerenti

Data la presenza di materiali non liquefacibili e la presenza di una falda abbastanza profonda rispetto al piano fondale la verifica viene omessa.

RELAZIONE GEOTECNICA

Sondaggio a carotaggio continuo

Il sondaggio S1 è stato eseguito a carotaggio continuo con circolazione di fluidi (i cui logs stratigrafici completi e le foto delle cassette catalogatrici sono presenti in allegato) spinti fino alla profondità massima di 12 m da p.c. Nell'avanzamento della perforazione è stato usato un carotiere semplice diam. 101 mm.e rivestimento diam 126 Le carote sono state deposte in cassette catalogatrici e sulle stesse, in corrispondenza delle litologie coesive, del tutto assenti, non sono state effettuate delle verifiche con il torvane (T, scissometro tascabile) per determinare la resistenza al taglio e con il PP (poket penetrometer test).

Sono stati prelevati dei campioni di terreno rimaneggiati e sono stati eseguiti test SPT

La prova SPT consiste nella misura del numero di colpi necessari per l'infissione di un campionatore Raymond sotto i colpi di un maglio della massa di 63.5kg (± 0.5 kg) e volata di 0.76m (± 0.02 m). La prova viene eseguita al fondo di un foro di sondaggio spinto alla profondità desiderata. Per le operazioni di pulizia e approfondimento del foro non è possibile eseguire la prova con frequenza maggiore di una al metro.

Il campionatore viene infisso per tre avanzamenti successivi di 150 mm ciascuno. Il primo tratto, detto di avviamento, comprende l'eventuale penetrazione iniziale per peso proprio; se sotto un numero di colpi $N_1=50$ l'avanzamento è minore di 15 cm, l'infissione deve essere sospesa, la prova è considerata conclusa, e si annota la relativa penetrazione (ad esempio $N_1= 50/13$ cm).

La resistenza alla penetrazione è caratterizzata dalla somma del numero di colpi necessari all'avanzamento del secondo e terzo tratto da 150mm:

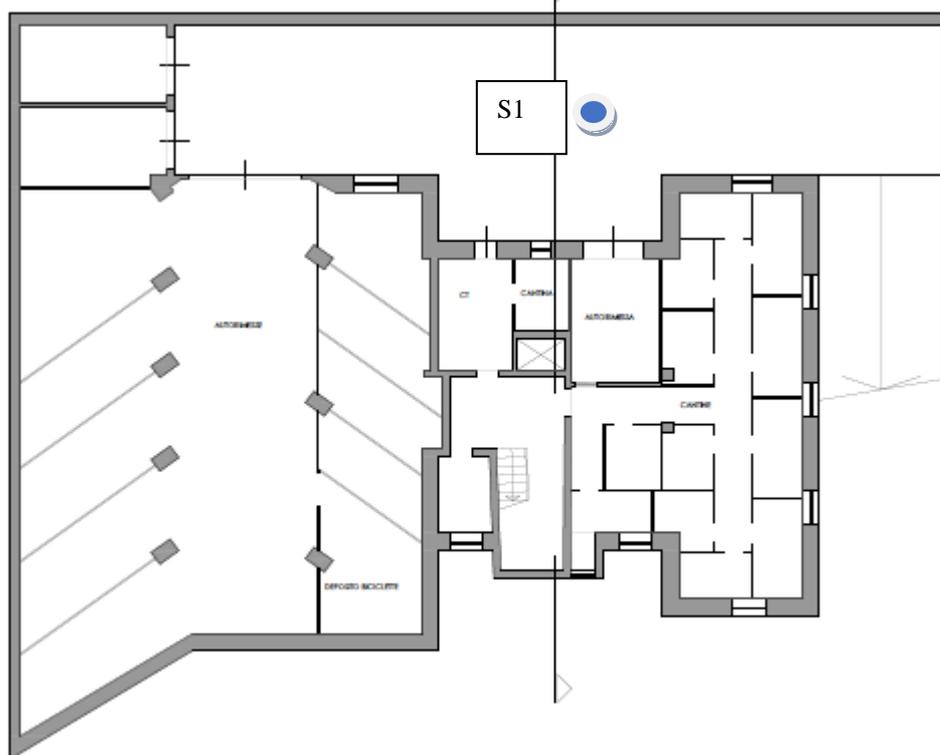
$$N_{SPT}=N_2+N_3$$

In questo modo si elimina o si riduce al minimo l'influenza di fattori estranei quali presenza di detrito a fondo foro e i disturbo prodotto dal rilascio tensionale durante la perforazione. Se con $N_2+N_3= 100$ non si raggiunge l'avanzamento di 30cm, si dice che la prova è andata "a rifiuto", l'infissione è sospesa e la prova è considerata conclusa, annotando la relativa penetrazione.

Al termine di ciascuna determinazione il campionatore Raymond viene riportato in superficie per consentire l'approfondimento del foro e per recuperare il campione che è di classe Q2 (al massimo Q3). Quando è richiesto di conservare il campione, esso è trasferito dal tubo di campionamento a contenitori a tenuta (barattoli, sacchetti di plastica).



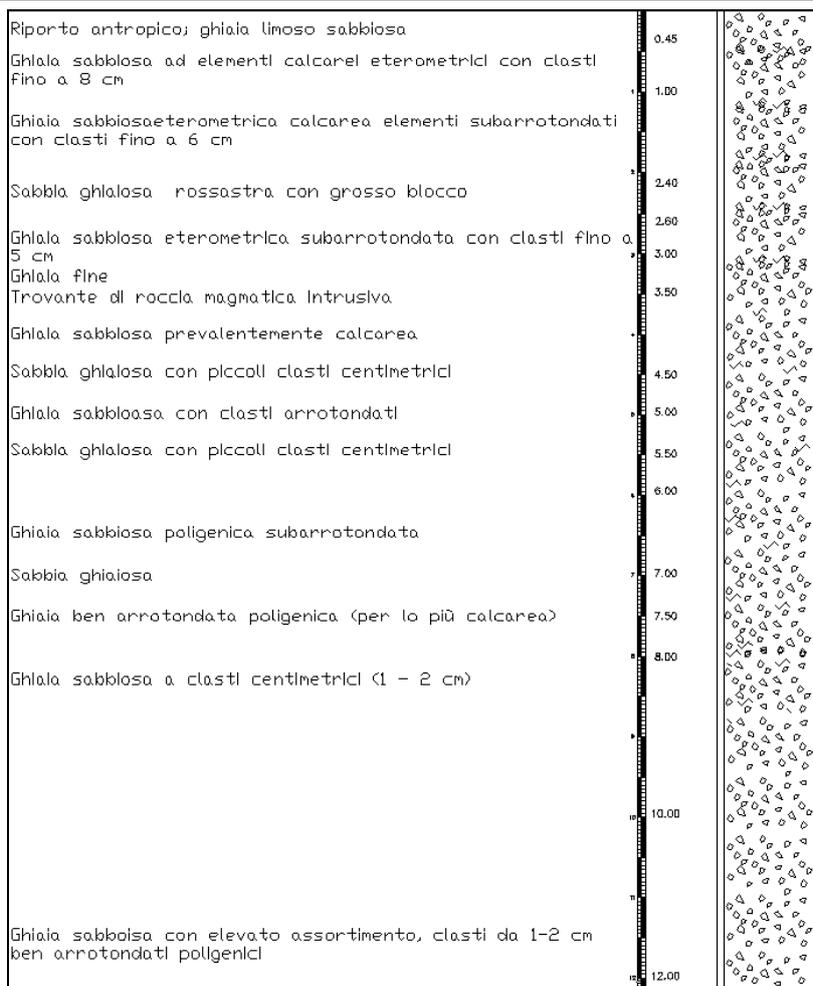
Esecuzione S 1



- PIANO SEMINTERRATO -

Ubicazione delle indagini sulla planimetria dello stato di fatto.

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA



Stratigrafia del sondaggio, riportato per esteso in allegato

Caratteristiche meccaniche del terreno

Le caratteristiche meccaniche dei terreni in esame sono desunte dall'elaborazione, tramite il programma Win Din, dei dati delle prove SPT eseguite in foro.

Stratificazione schematica media ricavata dai test SPT (modello geotecnico)

Strato	m da p. c.	LITOLOGIA (1)	PARAMETRI GEOTECNICI					
			Rpd Kg/cm ²	Cu Kg/cm ²	ϕ°	$\gamma_{d/s}$ g/cm ³	Nspt	Dr
1	1.50-1.95	Ghiaia sabbiosa ad elementi di 5 – 6 cm	180	/	40.5	2.14	50	83
2	3.00-3.45	Ghiaia sabbiosa fine	180	/	40.5	2.14	50	83
3	6.00-6.45	Ghiaia sabbiosa	>200	/	42.5	2.17	55	89

Rpd: resistenza dinamica alla punta; Cu: coesione non drenata; Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento = 30 cm); Dr %: densità relativa. ϕ° = angolo d'attrito efficace

Valori di progetto dei parametri geotecnici

I valori di progetto **P(1)** dei parametri geotecnici, X_d , possono essere ricavati dai valori caratteristici, utilizzando la seguente equazione:

$$X_d = X_k / \gamma_m$$

I valori di progetto, X_d (ϕ_d , c'_d , $Cud...$) sono quelli da utilizzare nelle verifiche. Si ricavano a partire dei valori caratteristici, X_k ai quali va applicato un fattore riduttivo γ_m (FS parziale), tabellato nel NTU.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

Indicazioni sulla scelta di valori caratteristici si ritrovano non nel NTC ma nel EC7.

“La selezione dei valori caratteristici sarà basata sui valori derivati da prove di laboratorio o in situ “Il valore caratteristico di un parametro di un terreno o di una roccia deve essere scelto in base ad una valutazione cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite” la maggiore varianza di c' rispetto a quella di ϕ' deve essere considerata quando si determinano i loro valori caratteristici. L'estensione della zona di sottosuolo che influisce sul comportamento di una struttura geotecnica in condizioni di stato limite è di solito molto più ampia di quella interessata da una prova su terreno o roccia e, pertanto, il parametro che determina il comportamento è spesso il valore medio nell'ambito di una certa superficie o di un certo volume di sottosuolo. Il valore caratteristico corrisponde ad una valutazione cautelativa del suddetto valore medio. Se si utilizzano metodi statistici, il valore caratteristico dovrebbe essere ricavato in maniera tale che la probabilità calcolata di valori più sfavorevoli, che determinano la manifestazione dello stato limite, non sia maggiore del 5%.” Segue che il valore caratteristico è una stima cautelativa di cui si riporta a seguito un metodo di calcolo (t-student) per dati “numerosi”.

$$\mu = t(n-1) \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right) + \bar{x}$$

Media della popolazione: $t(n-1)$ = distribuzione di Student con $n-1$ gradi di libertà

La distribuzione della media è sensibile al numero n dei dati, e al valore s della deviazione standard del campione

A seguito si riporta il valore caratteristico per il parametro angolo resistenza al taglio calcolato sui dati delle prove SPT relativo ai banchi granulari al disotto del piano di fondazione, all'interno della “superficie di rottura” (volume “significativo” di terreno coinvolto dall'azione dell'opera in progetto).

5° percentile distribuzione della media

N° prove	N° dati	Dev. Stand.	Media dati	Valore caratteristico
3	3	1,15	41,17	38,8

	GEOLOGIA TECNICA sas di Vorliceck P.A. & C	Azienda certificata UNI EN ISO 9001:2015 da: Kiwa Cermet Italia S.p.A.
RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA		

Il valore caratteristico, relativo al parametro geotecnico angolo resistenza al taglio, utilizzato per le verifiche agli stati limite delle opere in progetto, è **38.8°** Tale valore caratteristico diventerà valore di progetto dividendo lo stesso per i diversi coefficienti parziali.

Riferimenti normativi sulle verifiche nei confronti degli stati limite (Cap. 6 Prog. Geotecnica NT 2018)

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO) deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd \quad (6.2.1)$$

essendo *Ed* il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e *Rd* è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

La verifica della condizione **$Ed \leq Rd$** deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (*A1* e *A2*), per i parametri geotecnici (*M1* e *M2*) e per le resistenze (*R1*, *R2* e *R3*). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Fondazioni superficiali

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua. In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento

alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (*A2+M2+R2*) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.1 per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (*A1+M1+R3*) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4..

Sede: v. Martiri Libertà 29, 35042 Este (PD) tel. 0429601986 fax 04291702351 e-mail info@geologiatecnica.net sito web: www.geologiatecnica.net		
File: Verona v Merano.doc	Redatto da: Vorliceck P.A.	Data 28/05/2019
Rev. 02	Controllato da: Simonetto G.	Pag. 28

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 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_γ	1,0	1,0

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

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

Resistenza di progetto fondazioni superficiali

Nella presente relazione le verifiche sulla resistenza di progetto sono eseguite tramite un foglio di calcolo che usa il Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991* per verifiche in condizioni statiche e sismiche, in condizioni drenate o non drenate. A seguito si riporta una sintesi della formula generale.

$R_d(Qult) = 0.5 \cdot B \cdot G_2 \cdot N_g \cdot F_g \cdot D_g \cdot I_g \cdot G_g \cdot B_g \cdot R_g + c_0 \cdot N_c \cdot F_c \cdot D_c \cdot I_c \cdot G_c \cdot B_c + G_1 \cdot H \cdot N_q \cdot F_q \cdot D_q \cdot I_q \cdot G_q \cdot B_q$
 F_g, F_c, F_q : fatt. di forma - D_g, D_c, D_q : fatt. profond. - I_g, I_c, I_q : fatt. inclin. carico - G_g, G_c, G_q : fatt. inclin. p.c. - B_g, B_c, B_q : fatt. inclin. fondaz. - R_g : fatt. platea

Verifiche agli stati limite in campo sismico
Parametri sismici

Coordinate WGS84 di progetto del sito:

Latitudine 45,4132800

Longitudine = 10,9866500

Analisi in condizione sismiche:

VITA DELLA STRUTTURA			CARATTERISTICHE SISMICHE TERRENO	
Vita nominale	V _N	50 [anni]	Topografia	T1
Classe d'uso II	C _U	1	Coeff. topografico	S _T 1,0
Vita di riferimento	V _R	50 [anni]	Categoria sottosuolo	B

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.017	0.022	0.070	0.097
kv	0.009	0.011	0.035	0.049
Amax [m/s ²]	0.857	1.061	2.880	3.410
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	T _c * [s]	Ss amplif. stratigrafica	C _c	St amplif. topografica
Operatività (SLO)	30	0,041	2,516	0,235	1.20	1.47	1.00
Danno (SLD)	50	0,055	2,511	0,247	1.20	1.45	1.00
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,156	2,430	0,276	1.20	1.42	1.00
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,202	2,472	0,279	1.20	1.42	1.00

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50

Verifiche agli stati limite campo sismico
Riferimenti normativi (cap. 7.11 - NT 2018)

La capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione [6.2.1] e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II. In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudo-statico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale. Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) di cui al § 3.2.1;

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. I valori K_{hk} possono essere valutati facendo riferimento ai valori di normativa specificati per i pendii (§ 7.11.3.5.2).

Verifiche stati limite

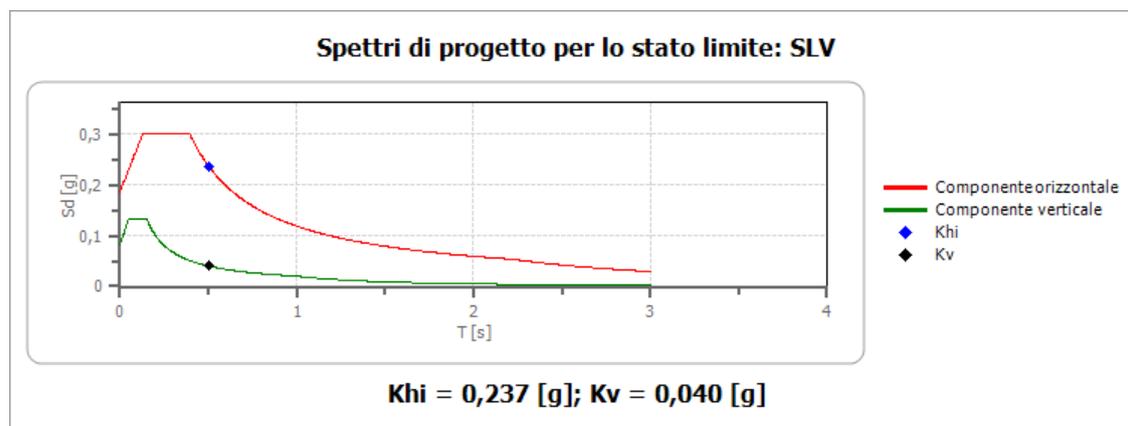
Le verifiche agli stati limite sono relative ad una fondazione di tipo fondazioni continue; si tratta solo di un ipotesi per ricavare l'ordine di grandezza della "portanza del terreno".

Nella tabella a seguito si riportano i dati geometrici, i parametri geotecnici del terreno. Per un prima verifica indicativa agli stati limite si considerano carichi verticali permanenti strutturali centrali per una "pressione sul suolo" di 150 KN/mq.

Si sottolinea che tale verifica agli stati limite è solo un ipotesi che dovrà essere verificata dallo strutturista considerando inoltre effetto di tutte le azioni di progetto (carichi non permanenti, variabili, momenti eccentricità ecc....) e di conseguenza verificare se la condizione $R_d \geq E_d$ è sempre valida.

Larghezza B fondazione m	1.5	Peso di volume terreno in kN/mc	18
Lunghezza L fondazione m	15	Φ_K° (valore caratteristico)	38.8
Profondità D incasso (m p.c.)	1.5	Falda m da p.c.	>15 m

La verifica sarà eseguita per lo stato limite SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita) di cui si riporta spettro di progetto.



Nella tabella a seguito si riportano le verifiche *agli stati limite*

Sede: v. Martiri Libertà 29, 35042 Este (PD) tel. 0429601986 fax 04291702351 e-mail info@geologiatecnica.net sito web: www.geologiatecnica.net		
File: Verona v Merano.doc	Redatto da: Vorliceck P.A.	Data 28/05/2019
Rev. 02	Controllato da: Simonetto G.	Pag. 31

		Parametri geotecnici / coefficiente parziale		Capacità portante / coeff. parziale
SLV	R (kPa)	pes vol (kN/mc)	Phi°/M	Rd (kPa)
M1 R3	1297	18,0	73,1	564

Stati limite di esercizio

Riferimenti Normativi (paragrafo 6.2.4.3 - NT2018)

Le opere e i sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese.

La verifica agli stati limite di esercizio implica l'analisi del problema di interazione terreno-struttura, al termine della costruzione e nel tempo, secondo quanto disposto al paragrafo § 2.2.2. Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno struttura è funzione dell'importanza dell'opera. Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Cd \text{ (eq. 6.2.7 delle NTC)}$$

dove *Ed* è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3 e *Cd* è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione e di tutte le costruzioni che interagiscono con le opere geotecniche in progetto, tenendo conto della durata dei carichi applicati.

Nelle verifiche SLE si considereranno spostamenti e deformazioni del terreno che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto. Nelle verifiche SLE deve risultare.

$$Ed \leq Cd$$

Dove **Ed** è il valore di progetto dell'effetto dell'azione (cedimento S) e **Cd** è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (cedimento ammissibile).

Cedimenti di fondazioni superficiali

A causa della natura granulare delle sabbie è più probabile che si verifichino sensibili cedimenti assoluti e differenziali a causa delle vibrazioni, prodotte da macchinari, dal traffico o da terremoti, che non a causa della pressione trasmessa dalle fondazioni. Tuttavia una stima accurata dei cedimenti di fondazioni su sabbia non è in generale molto importante, sia perché tali cedimenti sono di modesta entità (raramente superiore a 4cm), sia perché sono immediati (le condizioni di carico sono drenate) e si esauriscono durante la costruzione, salvo quando il carico accidentale non sia molto superiore al carico permanente. I più diffusi metodi di calcolo del cedimento di fondazioni superficiali su sabbia sono basati sui risultati di prove in sito. Uno dei metodi attualmente più accreditati, è il metodo di **Burland e Burbridge** (1985) che utilizza i risultati di prove penetrometriche dinamiche, SPT.

Il cedimento di fondazioni su sabbie NC, al termine della costruzione, è stimato con la seguente equazione:

Sede: v. Martiri Libertà 29, 35042 Este (PD) tel. 0429601986 fax 04291702351 e-mail info@geologiatecnica.net sito web: www.geologiatecnica.net		
File: Verona v Merano.doc	Redatto da: Vorliceck P.A.	Data 28/05/2019
Rev. 02	Controllato da: Simonetto G.	Pag. 32

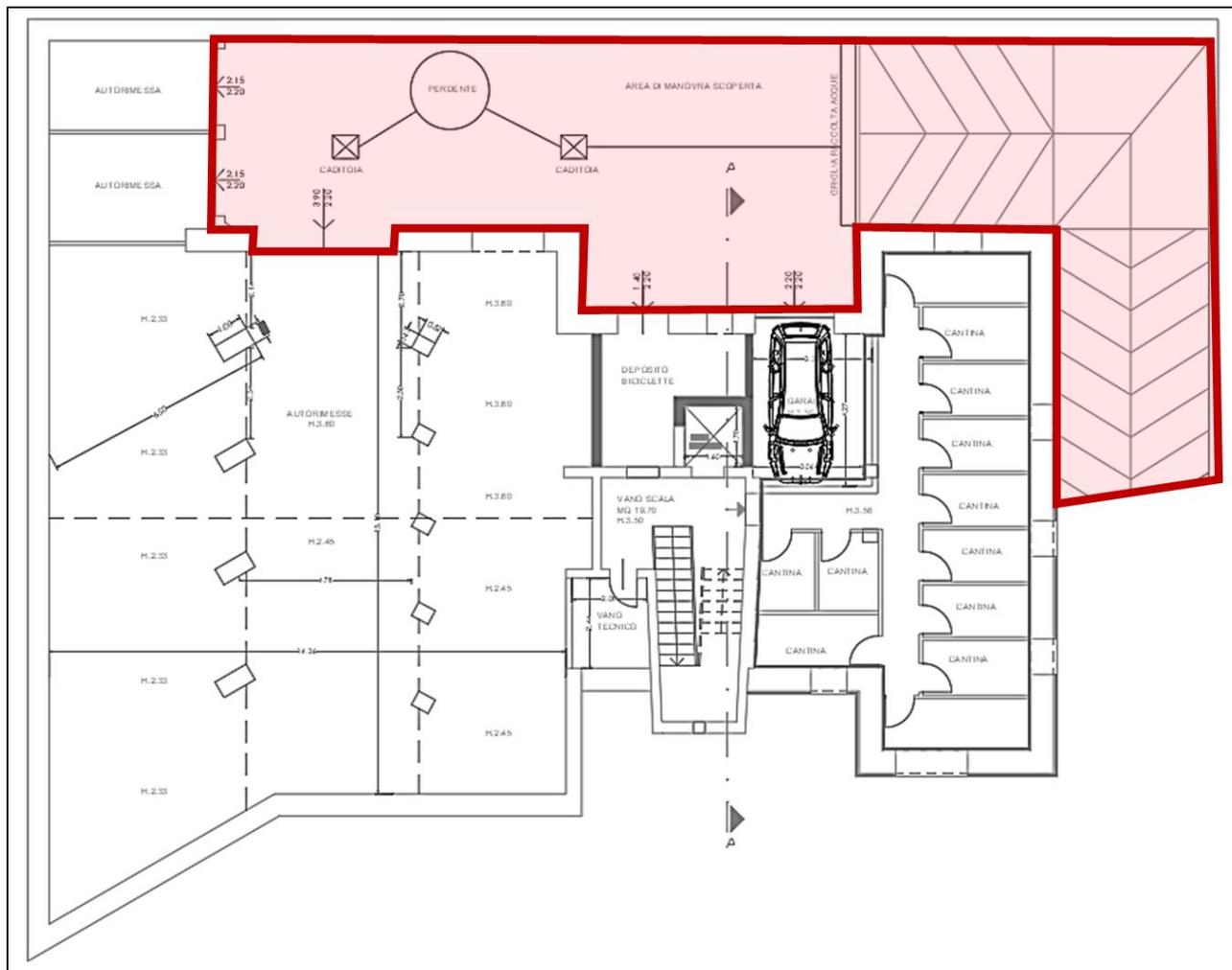
$$s = fs fH ft B^{0.7} IC (q [kPa] - 2/3 s'vo [kPa])$$

fs: fattore di forma *fH* fattore spessore *ft* fattore per effetti viscosi *IC* indice compressibilità in funzione dei valori medi di *Nspt* *q* pressione media

Il cedimento totale relativo ai terreni granulari è di 0.93 mm, ovvero di poco inferiore al millimetro

Impianto smaltimento reflui -Progetto di smaltimento acque meteoriche di copertura mediante pozzo disperdente

Il dimensionamento dei pozzi perdenti riguarda le acque meteoriche (dell'area di manovra scoperta e la rampa di accesso alla zona garage) che verranno immesse nell'impianto, dovrà essere effettuato considerando una permeabilità, dell'ordine di **1 E-02 cm/sec** (1 E-04 m/sec corrispondente a sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita).



Estratto della tavola di progetto con evidenziata in rosso area di raccolta delle acque di prima pioggia

Si riporta di seguito una tabella indicante il grado di permeabilità in funzione della litologia e uno schema tipico di un sistema drenante con pozzi disperdenti. Secondo la normativa vigente, *“il fondo del pozzo perdente non deve essere inferiore a 2 m, rispetto al livello superiore della falda... la distanza da qualunque condotta, serbatoio, od altra opera destinata al servizio potabile deve essere almeno 50m... la distanza fra gli assi dei pozzi non deve essere inferiore a quattro volte il diametro dei pozzi”* (dalle valutazioni effettuate per il sito specifico, la falda risulta attestarsi ad una profondità di circa 15 m da p.c.).

TABELLA 3.2 – Campo di variabilità della permeabilità dei terreni.

<i>k</i> (cm/sec)	10 ²	10	1,0	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰
Drenaggio	Buono			Ridotto			Praticamente nullo						
Tipo di terreno	Ghiaia pulita	Sabbie pulite, misto di ghiaie e sabbie pulite			Sabbie molto fini, limo organico ed inorganico, misti di sabbie, limi e argille ecc.			terreno «impermeabile» argille omogenee al di sotto della coltre d'alterazione atmosferica.					
		terreno «impermeabile» argille con modificazioni strutturali generate da vegetazione ed alterazione in sito											

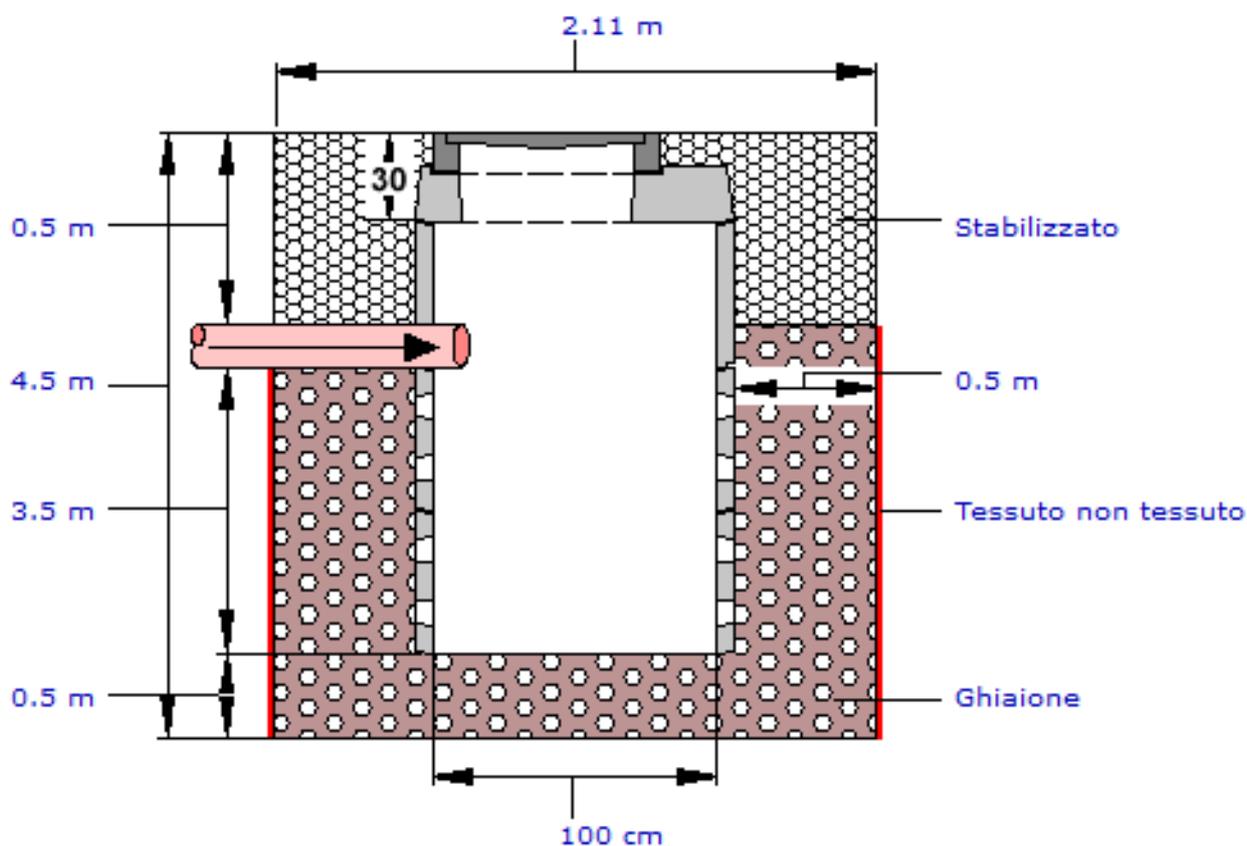
Per il calcolo delle superfici interessate dal progetto di smaltimento di copertura (piazzale e pensiline) è stata considerata una superficie indicativa di 197 m² e una permeabilità dedotta dalla litologia riscontrata dalle prove in sito di 1 E-04 m/sec. Si riporta a seguito la tabella con i principali parametri indicati (il dimensionamento si rimanda al tecnico progettista incaricato che sarà effettuato in seguito alla conoscenza di tutti i parametri progettuali corretti).

DESCRIZIONE	UNITA' DI MISURA	VALORI
Superficie totale	[m ²]	197
Tipologia di superficie		0.90 (Asfalto)
Superficie Impermeabile calcolata	[m ²]	177,3
Tipo di terreno drenante	[m/sec]	1 E-04 (permeabilità buona)
Profondità tubo entrata	[m]	0,5
Diametro interno anello perdente	[cm]	100
Diametro esterno anello perdente	[cm]	111
Numero fori drenaggio		12
Diametro fori drenaggio	[cm]	10

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Spessore ghiaione esterno al pendente	[m]	0,5
Spessore ghiaione sottostante il pendente	[m]	0,5
Fattore di sicurezza		1,15
Durata delle precipitazioni	[min]	15
Precipitazioni massime	[l/sec/ha]	150

CALCOLO DIMENSIONAMENTO		
Numero anelli pendenti h 50 cm per ogni punto pozzo		7
Numero punti pozzo		1
Altezza totale scavo per pozzo	[m]	4,5
Diametro scavo per pozzo	[m]	2,11



Sistema drenante con pozzi disperdenti

Secondo la normativa i pozzi di dispersione devono seguire le seguenti indicazioni (delibera del 04/02/1977 e s.m. o i.):

1. Costruzione:

- di forma cilindrica, con diametro interno di almeno 1 metro; in muratura di pietrame, di mattoni o in calcestruzzo; privi di platea; nella parte inferiore che attraversa il terreno permeabile, si praticano feritoie nelle pareti o si costruisce la parte in muratura a secco;
- strato di pietrame e pietrisco al fondo, al posto della platea; spessore 40-50 cm;

- c) strato di pietrisco ad anello esternamente, intorno alla parte di parete con feritoie; dimensioni medie del pietrisco 4-8 cm; spessore orizzontale 40-50 cm; in prossimità delle feritoie ed alla base dello strato di pietrisco, pietrame di dimensioni medie 8-12 cm; disposto con cura, possibilmente a mano;
- d) copertura del pozzo con voltina o con piastra in calcestruzzo, semplice od armato, a profondità non inferiore a 60-70 cm; sulla copertura pozzetto di accesso con chiusino;
- e) al di sopra della copertura del pozzo e del pietrisco che lo circonda, strato di terreno ordinario, con soprassesto per evitare che, con il riassetto, si manifesti un avvallamento; sul pietrisco carta catramata o carta di imballo robusta, per non avere penetrazione di terreno (prima dell' assestamento) nei vuoti del pietrisco stesso sottostante;
- f) tubi di aerazione, dal piano di campagna, penetranti per almeno un metro nello strato di pietrisco; diametro 10-12 cm.

2. Ubicazione:

- a) lontani da fabbricati, aie, aree pavimentate e sistemazioni, che ostacolino il passaggio dell' aria nel terreno; condotta di adduzione a tenuta;
- b) fondo del pozzo non inferiore a 2 m, rispetto al livello superiore della falda; in nessun caso la falda può essere utilizzata per usi potabili o domestici, o per irrigazione di prodotti da mangiare crudi, a meno di accertamenti microbiologici e chimici caso per caso da parte dell' autorità sanitaria;
- c) evitare pozzi perdenti in presenza di roccia fratturata o fessurata; o in zone carsiche;
- d) distanza di almeno 50 m da qualunque condotta, serbatoio o altra opera destinata al servizio potabile.

3. Proporzionamento:

- a) sviluppo della parete perimetrale in funzione della natura del terreno, come da tabella che segue, riferita agli scarichi domestici:

Gruppo	Natura del terreno	Sviluppo della parete
1	Sabbia grossa o pietrisco o ghiaia o misti	1,0 m ² /ab.
2	Sabbia fine	1,5 m ² /ab.
3	Sabbia o ghiaia o pietrisco con limo	2,5 m ² /ab.
4	Argilla o limo con molta sabbia o pietrisco	4,0 m ² /ab.
5	Argilla o limo con poca sabbia o pietrisco	8,0 m ² /ab.
6	Argilla compatta impermeabile	non adatto

Per le attività industriali, artigianali, commerciali ed agricole, con scarichi di tipo civile la tabella si applica con l'equivalenza:

1 addetto = 0,5 abitanti.

Per gli scarichi industriali, nei casi ammessi, lo sviluppo della parete dovrà essere valutato caso per caso, secondo criteri da approvarsi da parte dell' Ufficio tutela risorse naturali;

- b) capacità utile non inferiore a quella della vasca di chiarificazione che precede il pozzo;
- c) consigliabile disporre almeno due pozzi con funzionamento alterno; in tal caso occorre un pozzetto di deviazione con paratoie, per inviare il liquame all' uno o all' altro pozzo; distanza tra gli assi dei pozzi non inferiore a quattro volte il diametro dei pozzi.

4. Esercizio:

Non richiedono conduzione; si controllerà di tanto in tanto che non vi sia accumulo di sedimenti o di fanghiglia nel pozzo, o intasamento del pietrisco e terreno circostante; controllo nel tempo del livello massimo della falda; se i pozzi sono due (o più), si alterna il funzionamento ogni 4-6 mesi.

CONCLUSIONI

Fattibilità geologica; dalle indagini in sito e dai riferimenti bibliografici si è evinto che il sito si trova in un'area stabile morfologicamente senza particolari segnalazioni di rischio idraulico, si rammenta naturalmente il rischio sismico non trascurabile dell'area della città di Verona.

Fattibilità geotecnica; le indagini in sito indicano la presenza di terreni granulari addensati. Il valore caratteristico, relativo al parametro geotecnico angolo attrito non drenato, utilizzato per le verifiche agli stati limite delle opere in progetto, è 38.8°. Tale valore caratteristico diventerà valore di progetto dividendo lo stesso per i diversi coefficienti parziali. Nella perizia si riportano i valori della resistenza di progetto per la combinazione della verifica SLV per un ipotesi di fondazione a trave rovescia

I cedimenti calcolati sono da considerarsi indicativi, e comunque risultano trascurabili.

Analisi sismica; I terreni in sito, non risultano liquefacibili. I terreni in sito appartengono alla categoria sismica di sottosuolo B e condizione topografica T1, la frequenza di risonanza sito specifica risulta essere < ad 1 Hz.



*Relazione e indagini eseguite nel mese di marzo e aprile 2019
In allegato log del sondaggio geognostico e foto delle cassette catalogatrici*

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

GEOLOGIA TECNICA

MODULO STRATIGRAFICO

PAG. 1 DI 1

MOD. 08/07

REV. 0

COMMITTENTE . ATER. Verona

CANTIERE . M.A. MERANO. VERONA

PERFORAZIONE N. S1..... DATA INIZIO .12/03/2019..... ULTIMAZIONE .12/03/2019.....

FALDA IN M DA P.C..... QUOTA M S.L.M. =

RESPONSABILE .dott. .geol. .Vorlicek .P.A. OPERATORE .Ettore..... ATTREZZATURA .COMETRIA

DATA	Da m 0.00	A m 16.00	Profondita' Finale m 12.00	PROFONDITA' m da p.c.	SIMBOLOGIA STRATIGRAFICA	ROCKET PEREOMETRER Kg/oh	TORVANE Kg/oh	PROVE IN FORO	CAMPIONI	METODO DI PERFORAZIONE	ATTREZZO DI PERFORAZIONE
	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA										
15/01/2008	Riparto antropico; ghiaia limosa sabbiosa			0.40							
	Ghiaia sabbiosa ad elementi calcarei eterometrici con clasti fino a 8 cm			1.40							
	Ghiaia sabbiosaeterometrica calcarea elementi subarrotondati con clasti fino a 6 cm			2.40							
	Sabbia ghiaiosa rossastra con grosso blocco			2.80							
	Ghiaia sabbiosa eterometrica subarrotondata con clasti fino a 5 cm			3.00							
	Ghiaia fine			3.50							
	Trovanze di roccia magmatica intrusiva			4.00							
	Ghiaia sabbiosa prevalentemente calcarea			4.50							
	Sabbia ghiaiosa con piccoli clasti centimetrici			5.00							
	Ghiaia sabbiosa con clasti arrotondati			5.50							
	Sabbia ghiaiosa con piccoli clasti centimetrici			6.00							
	Ghiaia sabbiosa poligenica subarrotondata			7.00							
Sabbia ghiaiosa			7.50								
Ghiaia ben arrotondata poligenica (per lo più calcarea)			8.00								
Ghiaia sabbiosa a clasti centimetrici (1 - 2 cm)			10.00								
Ghiaia sabbiosa con elevato assortimento, clasti da 1-2 cm ben arrotondati poligenici			12.00								
Fine sondaggio -12.0 m da p.c.											



