



COMUNE DI CARCERI

PROVINCIA DI PADOVA

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

LAVORI DI

**"ALLARGAMENTO E MESSA IN SICUREZZA DELLA STRADA
ARGINALE DEL CANALE BRANCAGLIA – VIA CANCELLO"**

CUP: F73B19000160004

RELAZIONE GEOLOGICA

ALL. 10

Carceri, lì _____

PROGETTISTA

Ing. Paolo Alfieri

IL RESPONSABILE

Della 3^a U.O.

Geom. Vito Scaringella

IL SINDACO

Collaboratore

Arch. Claudio Alfieri



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



Provincia di	PADOVA
Comune di	CARCERI
Committente	COMUNE DI CARCERI



RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Provincia di	PADOVA
Comune di	CARCERI
Committente	COMUNE DI CARCERI

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

INTRODUZIONE	3
RELAZIONE GEOLOGICA.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
ANALISI SISMICA.....	4
RELAZIONE GEOTECNICA.....	17
CONCLUSIONI	Errore. Il segnalibro non è definito.

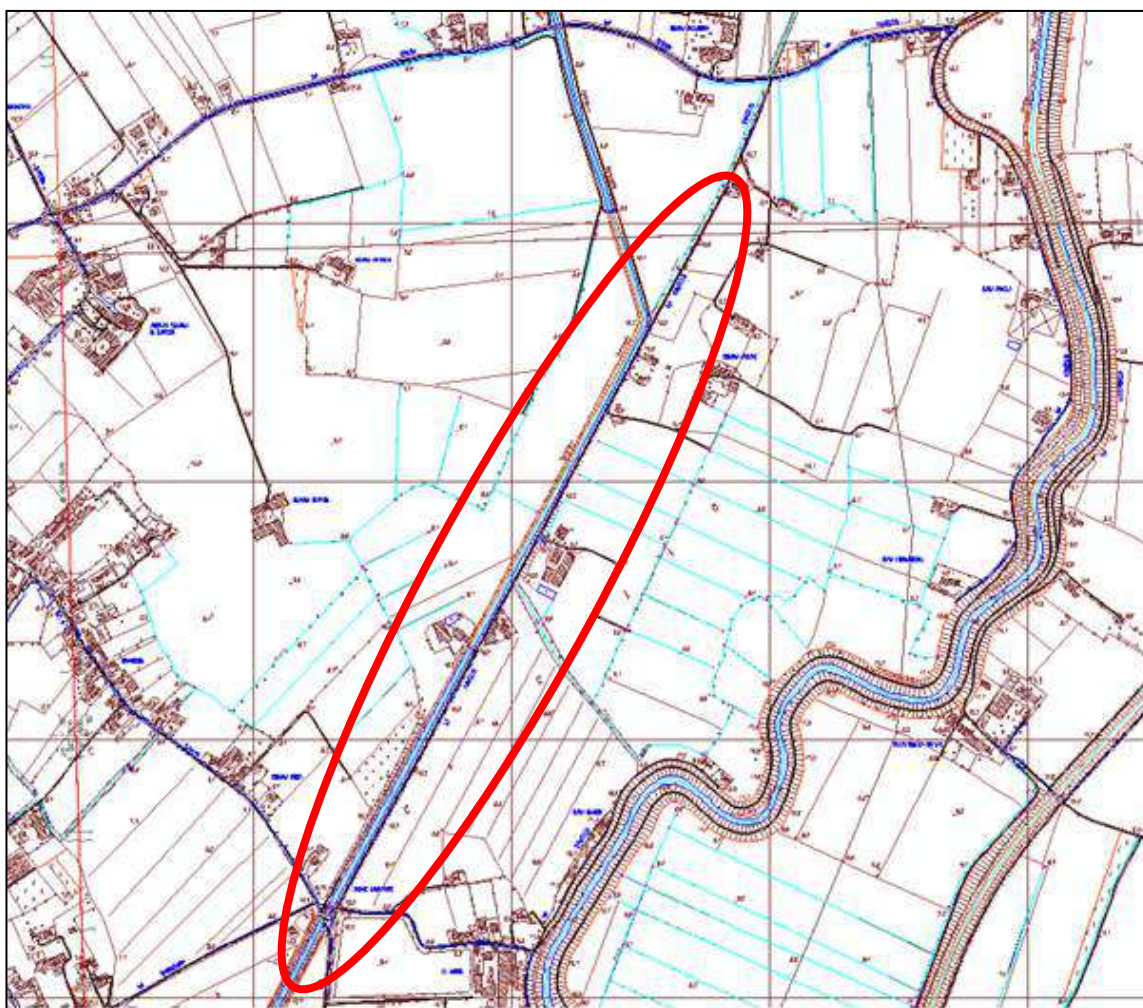


INTRODUZIONE

Al fine di verificare la fattibilità geologica e di fornire indicazioni geotecniche per la realizzazione del progetto "Allargamento e messa in sicurezza della Strada Arginale nel Canale Brancaglia – via Cancellò nel comune di Carceri, sono state eseguite le seguenti indagini:

1. Una ricerca bibliografica inerente all'area in esame
2. L'esecuzione di 2 prova di sismica passiva con metodo Nakamura HVSR.
3. Esecuzione di una prova sismica con la tecnica MASW.
4. Studio dei risultati delle indagini pregresse eseguita dal presente studio nel 2013 (cinque prove penetrometriche statiche fino alla profondità max di circa 7 m da p.c.

Le indagini sono state realizzate considerando la planimetria del progetto definitivo fornitoci dal Comune di Carceri. Tale indagine è altresì necessaria per ottemperare alle NTC del D.M. 17/01/2018.



Estratto CTR 1:5000 (non in scala). Cerchiato in rosso tratto 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: Carceri via Cancellò_GEO.doc	Redatto da: Simonetto G.	Data 28/05/2020
Rev. 00	Controllato da: Vorliceck P.A.	Pag. 3

	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		

RELAZIONE GEOLOGICA

Geologia

La pianura alluvionale Veneta è costituita da un materasso quaternario, con uno spessore che arriva anche a centinaia di metri, formatosi grazie agli apporti solidi dei principali fiumi alpini: il Brenta, il Piave, l'Adige e il Tagliamento. Questi fiumi hanno generato grandi apparati deposizionali, definiti "megafan" in recenti studi geomorfologici ai quali si affiancano sistemi di minore estensione, alimentati da corsi d'acqua d'origine prealpina e di risorgiva; tra i più importanti si ricordano quelli dei fiumi Astico, Bacchiglione, Sile e Cellina-Livenza. In particolare, il territorio del comune di Carceri si inserisce nella porzione medio - inferiore del megafan alluvionale del fiume Adige. Caratteristica peculiare della pianura veneta è la forte classazione dei sedimenti e la marcata differenziazione delle forme alluvionali all'allontanarsi dal piede delle Prealpi. Tali aspetti portano alla distinzione di due grandi unità fisiografiche appunto note come alta e bassa pianura. L'alta pianura si estende per una fascia di circa 15-20 Km dai rilievi ed è costituita prevalentemente da ghiaie con matrice sabbiosa, che si spingono a profondità considerevoli, superiori anche ai 100 m; questi depositi, trasportati da fiumi del tipo braided o "a canali intrecciati", formano degli ampi conoidi che si dipartono dagli sbocchi delle valli, con pendenze piuttosto accentuate, generalmente superiori al 3-4%. Più a valle, nella bassa pianura, a causa della diminuzione della capacità di trasporto dei corsi d'acqua, i depositi diventano sabbiosi e limoso-argillosi. Gli alvei fluviali assumono configurazioni a canale singolo, con sinuosità variabile da poco accentuato fino a meandriforme; spesso i fiumi presentano alvei pensili, cioè soprelevati rispetto alle aree circostanti e, nel tempo, vanno a costituire dossi fluviali. La bassa pianura ha pendenze minime che nelle propaggini distali raggiungono valori inferiori allo 1%. I sedimenti dell'alta pianura sono molto permeabili e favoriscono l'infiltrazione delle acque meteoriche nel sottosuolo. Per questo motivo i corsi d'acqua, in questo tratto, sono disperdenti, e le perdite sub-alveo vanno ad alimentare l'acquifero freatico indifferenziato che ha sede nel materasso ghiaioso. Come conseguenza l'alta pianura si presenta naturalmente asciutta. La comparsa delle prime intercalazioni fini, all'interno della serie ghiaiosa, porta alla venuta a giorno della falda freatica. Si delinea in queste aree la cosiddetta "fascia delle risorgive", caratterizzata dalla presenza di innumerevoli polle risorgive, i cosiddetti "fontanili" o "fontanazzi". La persistenza laterale di questo fenomeno è pressoché continua in tutta l'area veneta, mentre verso valle la risorgenza si esaurisce nell'arco di pochi chilometri, a causa dell'ispessimento della copertura sedimentaria argilloso-limosa che confina con gli acquiferi artesiani del sottosuolo.

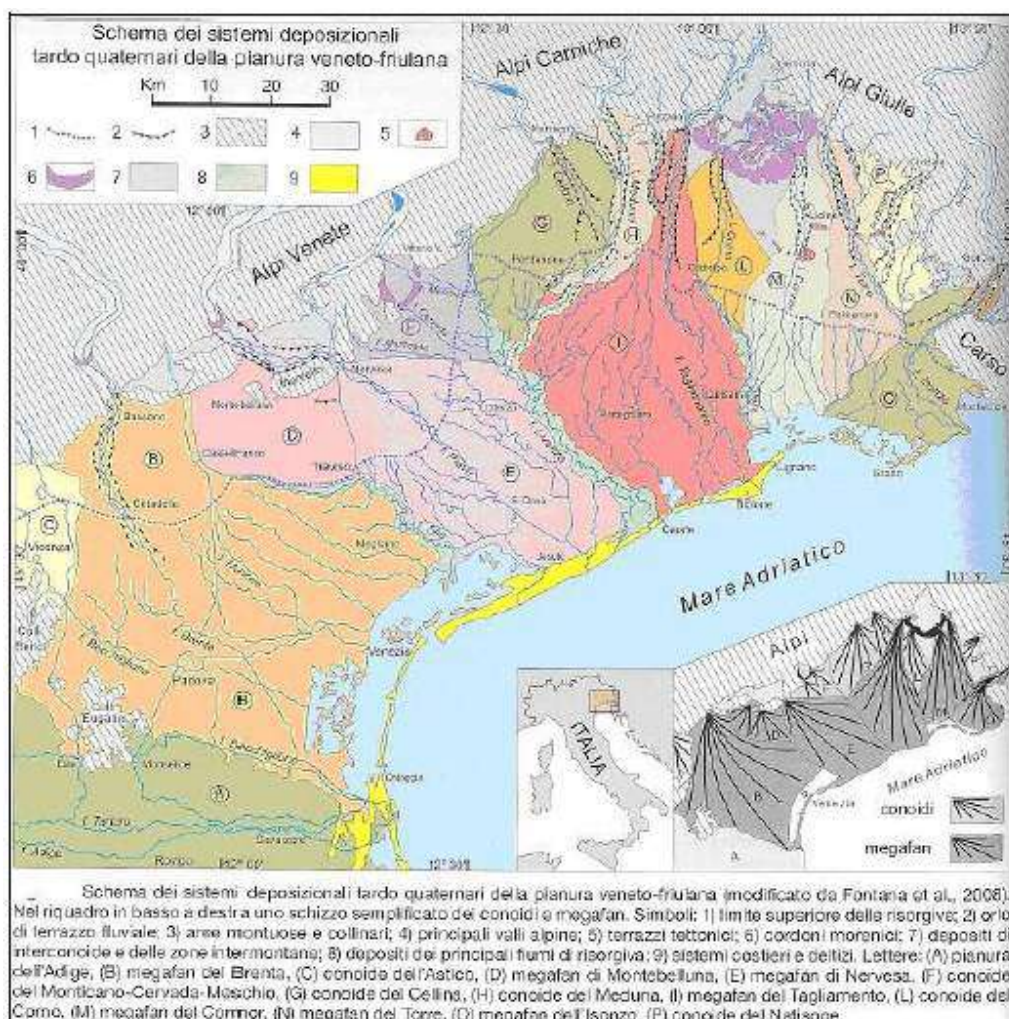
La fascia delle risorgive, costituisce il limite tra alta e bassa pianura; tale fascia di transizione è geologicamente caratterizzata da materiali progressivamente più fini da Nord a Sud. Nella bassa pianura predominano i sedimenti fini, e si riconosce la presenza di falde freatiche sospese; i corsi d'acqua, che si sviluppano dalle risorgive, costituiscono l'idrografia minore di queste aree, che si imposta lungo le depressioni interdosso oppure ai confini tra i diversi sistemi deposizionali. Dal punto di vista della geologia regionale e storica, i principali complessi geolitologici affioranti e sepolti che interessano l'area del territorio che rivestono maggiore importanza sono sostanzialmente due, il substrato terziario del Pliocene e naturalmente le alluvioni quaternarie.

Nel Terziario l'area veneta si differenzia in due settori separati dalla linea dell'attuale asta fluviale del Brenta. Il settore orientale si distingue per la deposizione di potenti sequenze sedimentarie di prevalente tipo clastico in facies di scaglia, di flysch e di molassa e per l'assenza di attività vulcanica.

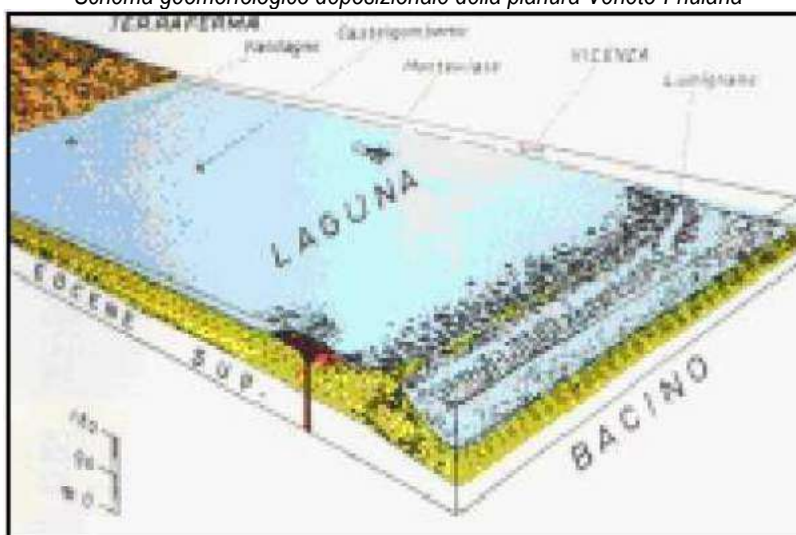
Fra la fine del Cretaceo ed il Paleocene, come riflesso della chiusura della Tetide, il grande bacino veneto della scaglia fu smembrato in strutture ad horst e graben. Si configurò così una fisiografia modellata dall'azione delle correnti di fondo che hanno generato lacune ed hard-grounds al tetto della Scaglia Rossa. Una ricostruzione paleoambientale del neogene potrebbe essere sintetizzata nella Figura 1., in cui è schematicamente rappresentato il sistema scogliera laguna interna dell'oligocene (in giallo) e le vulcaniti basaltiche (in rosso)

Sede: v. Martiri Libertà 29, 35042 Este (PD) tel. 0429601986 fax 04291702351 e-mail info@geologiatecnica.net sito web: www.geologiatecnica.net		
File: Carceri via Cancelli_GEO.doc	Redatto da: Simonetto G.	Data 28/05/2020
Rev. 00	Controllato da: Vorliceck P.A.	Pag. 4

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA



Schema geomorfologico deposizionale della pianura Veneto-Friulana



Paleoambiente nel neogene

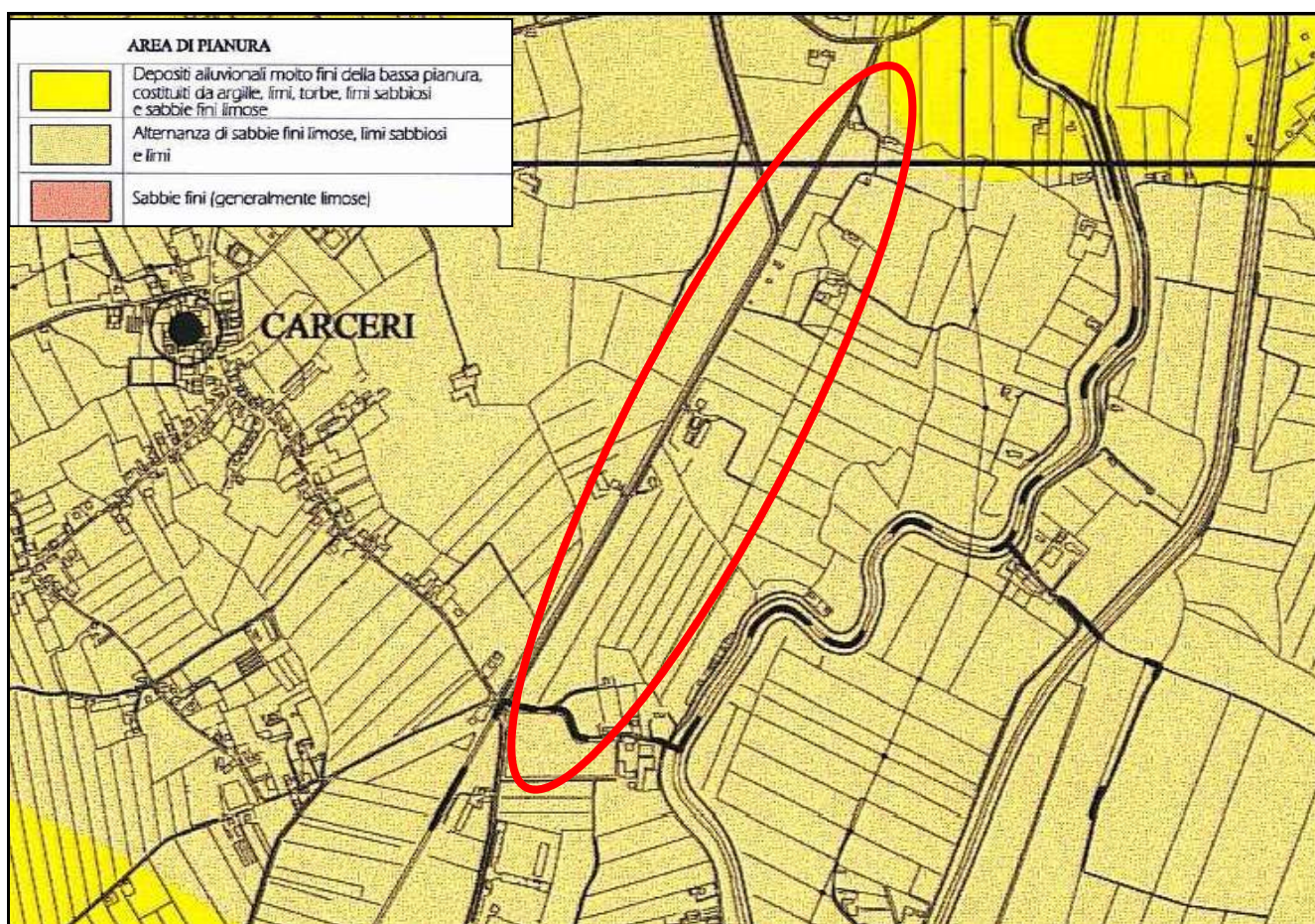
Il quaternario marino, trasgressivo sul Pliocene, non è sempre presente al tetto del substrato terziario. La sua estensione, sotto le alluvioni continentali della pianura veneta, sembrerebbe limitata alla fascia più meridionale. Il lento sollevamento

Sede: v. Martiri Libertà 29, 35042 Este (PD) tel. 0429601986 fax 04291702351 e-mail info@geologiatecnica.net sito web: www.geologiatecnica.net		
File: Carceri via Cancelli_GEO.doc	Redatto da: Simonetto G.	Data 28/05/2020
Rev. 00	Controllato da: Vorlicek P.A.	Pag. 5

orogenetico dell'area montuosa fu parzialmente bilanciato dai processi erosivi ed i detriti trasportati dai fiumi colmarono gradualmente il grande bacino subsidente che separava gli Appennini dalle Alpi Meridionali, formando la Pianura Padana e Veneta. I depositi quaternari continentali sono, naturalmente, quelli di maggior interesse per l'area in esame; tali materiali sono derivanti principalmente dall'erosione degli accumuli morenici generati durante le diverse glaciazioni quaternarie.

Litologia e geologia

Secondo la cartografia geologica ufficiale, PTP della Provincia di Padova, i terreni del sito in studio sono costituiti prevalentemente da "alternanze di sabbie fini limose, limi sabbiosi e limi" (beige in carta), mentre a più ampio raggio, si individuano "depositi alluvionali molto fini della bassa pianura costituiti da argille, limi, torbe, limi sabbiosi e sabbie fini limose" (giallo in carta).



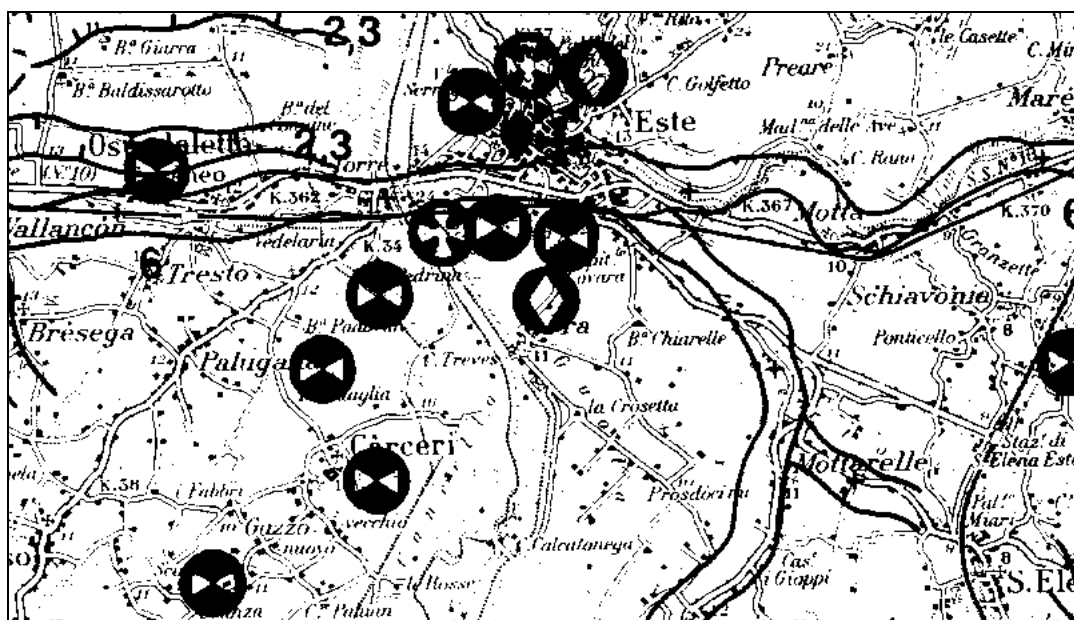
Stralcio della carta geolitologica (PTCP); cerchiato in rosso il sito in esame

In quest'area, contraddistinta da depositi quaternari alluvionali, non vi sono evidenze di disturbi tettonici. Scavi eseguiti in passato in aree limitrofe hanno evidenziato che i rapporti tra i litotipi descritti precedentemente sono fra loro concordanti (stratificazioni sub parallele). Dal punto di vista sismo tettonico Este è compresa nell'area di

svincolo scledense. Il settore si situa a cavallo della linea Schio – Vicenza e quindi presenta caratteri geologico strutturali e comportamento neotettonico, in parte propri dell'area neolessinea ed in parte caratteristici delle aree limitrofe. La sismicità storica piuttosto elevata (riferita finì al XIX sec. all'area di Padova e soprattutto a quella di Vicenza) non trova riscontro con la debole sismicità attuale. Ugualmente debole pare la sismicità legata ad attività trascorrente della linea Schio Vicenza e documentata da due terremoti del 1968, nonché quella di medio basso livello che ha interessato negli ultimi anni la zona circostante il monte Pasubio.

Geomorfologia

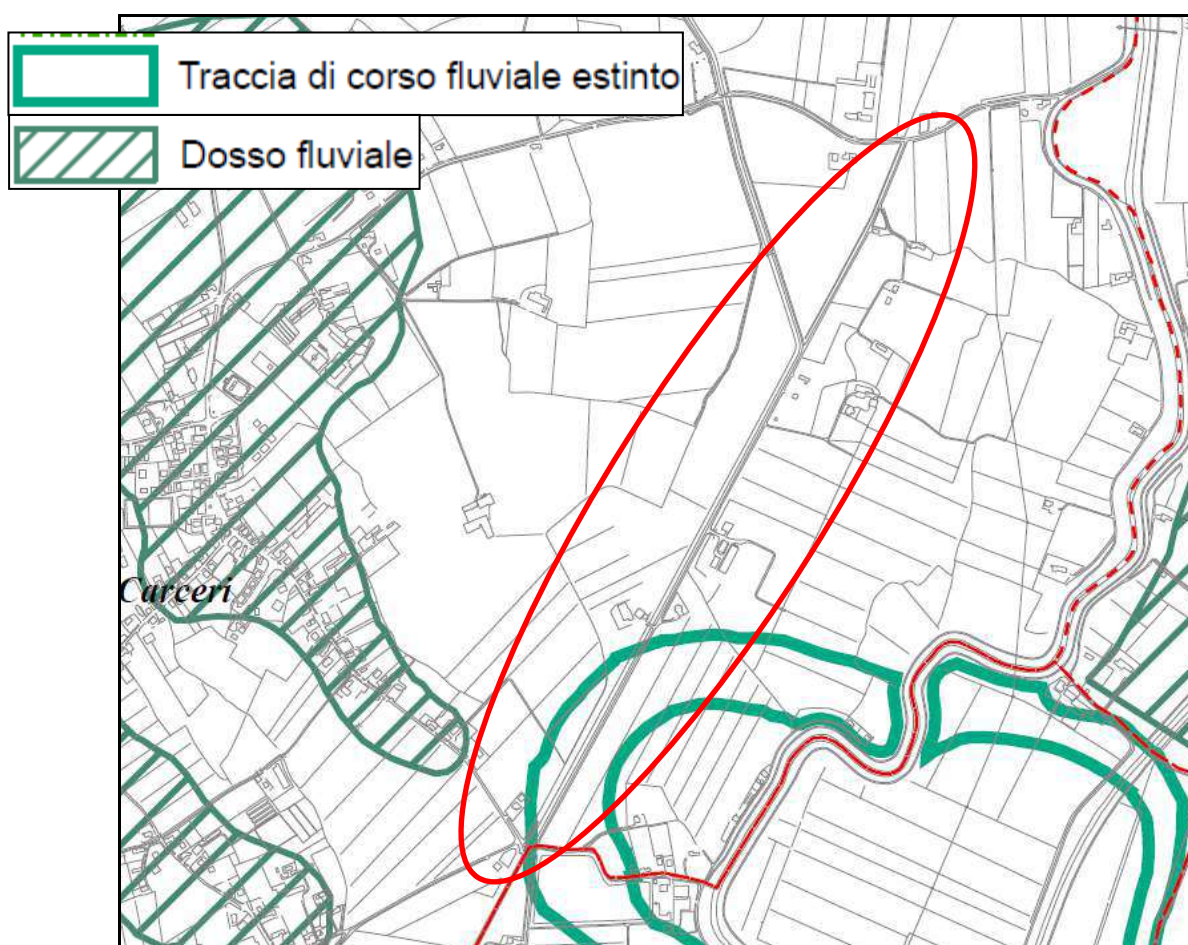
La zona di pianura interessata dall'indagine si inserisce in un contesto che fa parte dal punto di vista geologico-geomorfologico della Media pianura veneto - atesina (Marcolongo & Zaffanella, 1987).



Estratto dalla Carta dei Paleoalvei interpretata da satellite dal CNR di Padova (B. Marcolongo)
in tratto continuo i paleoalvei, in tondi i siti archeologici

In tale fascia di pianura proseguono i tracciati dei paleoalvei o paleovalli pleistoceniche atesine. L'elemento più peculiare è dato dalla presenza di un percorso atesino relitto rimasto attivo sino ad epoca altomedioevale che prende inizio all'altezza di Bonavigo (presso l'attuale alveo dell'Adige) e si dirige verso Est in direzione dei Colli Euganei e del Mare Adriatico. Oggi tale struttura si presenta come un consistente e continuo dosso sabbioso, spesso limitato da ripide scarpate, con una marcata depressione centrale (corrispondente al *talweg*) comunque sempre più elevata del piano campagna circostante il paleoalveo. Tale struttura taglia la Pianura Padana, in provincia di Padova, passando per Montagnana, Saletto, S. Margherita d'Adige, Ospedaletto Euganeo, Este; qui si divide in due rami distinti. Il più settentrionale prosegue verso Motta e Marendole, quello meridionale dirige

decisamente a S-SW toccando Mottarelle, Deserto d'Este, Villa Estense. La zona investigata è sicuramente influenzata dall'andamento di questa paleoidrografia, dalla carta geomorfologica del PATI dell'Estense sotto riportata, si individua nella parte terminale a SE, una traccia di un corso fluviale estinto, mentre a Ovest del sito si individua un ampio dosso fluviale presso il centro di Carceri. Dalle foto aeree riportate di seguito si nota nel quadrante S la presenza di sabbie in superficie (sofferenze vegetative evidenti), proprio in corrispondenza del dosso fluviale e della traccia del corso fluviale estinto.



Estratto carta geomorfologica PATI Estense

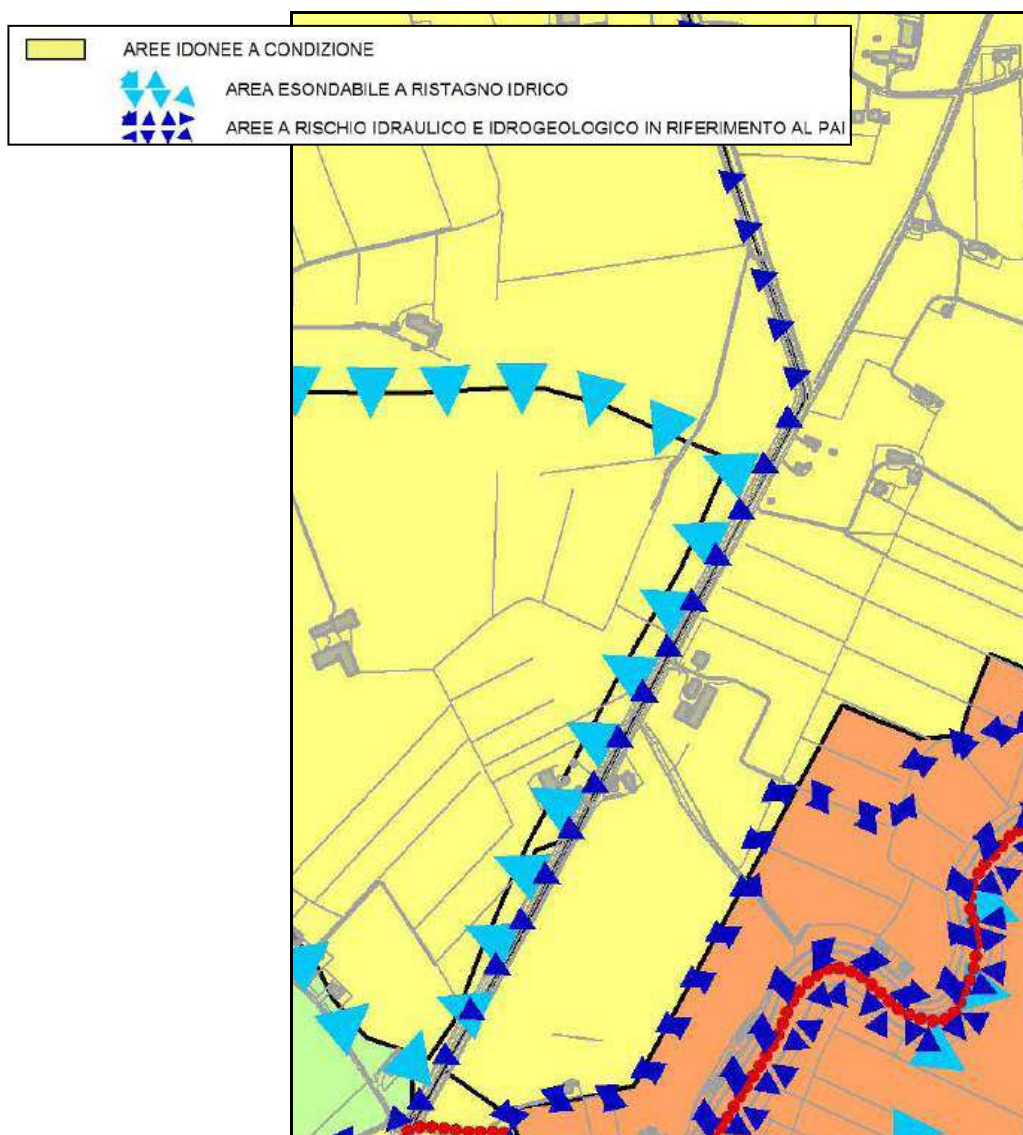


Foto aerea in sequenza temporale del sito; volo 2004, volo 2007, volo 2011, volo 2012

Idrologia

Il territorio si trova nell'ambito delle grande bonifiche agrarie, ed è sotto il controllo del consorzio di bonifica. La rete idrografica primaria è caratterizzata in generale dallo Scolo di Lozzo e del Santa Caterina e nello specifico dell'area d'intervento dello scolo Brancaglia.

Dall'estratto della carta delle Fragilità del PATI Estense si evince che l'area è inserita in una "area a rischio idraulico e idrogeologico in riferimento al PAI". Naturalmente trattandosi di strada su rilevato arginale, da una parte il rischio è fortemente mitigato per la sopraelevazione, dall'altra è "esaltato" dal rischio di erosioni e/o frane arginali. In particolare, tale rischio è presente ove via Cancellino incomincia a correre sul rilevato arginale parallelamente al canale.

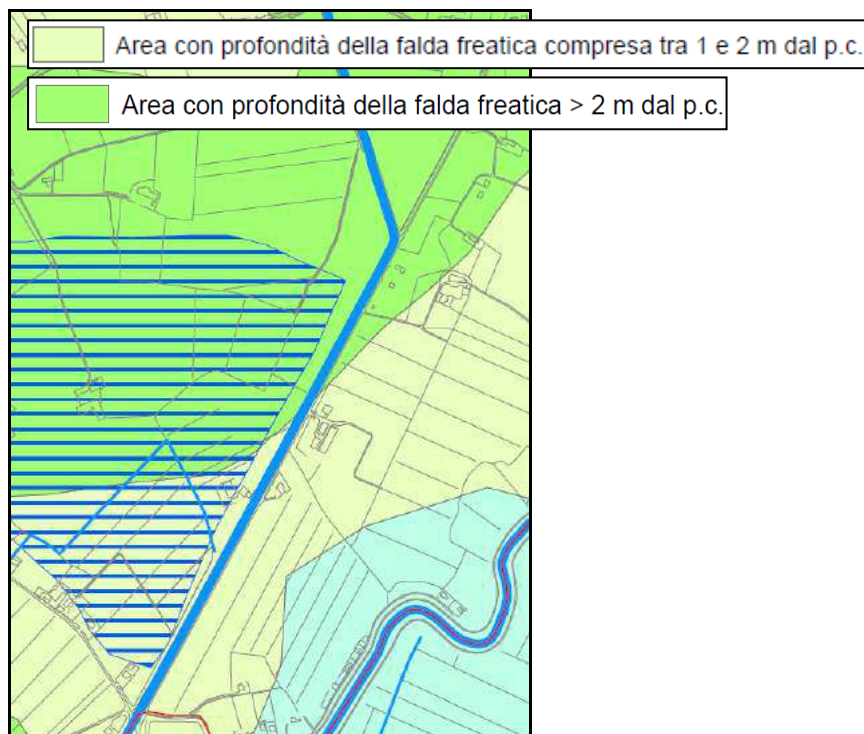


Estratto della carta delle Fragilità del PATI Estense

Idrogeologia

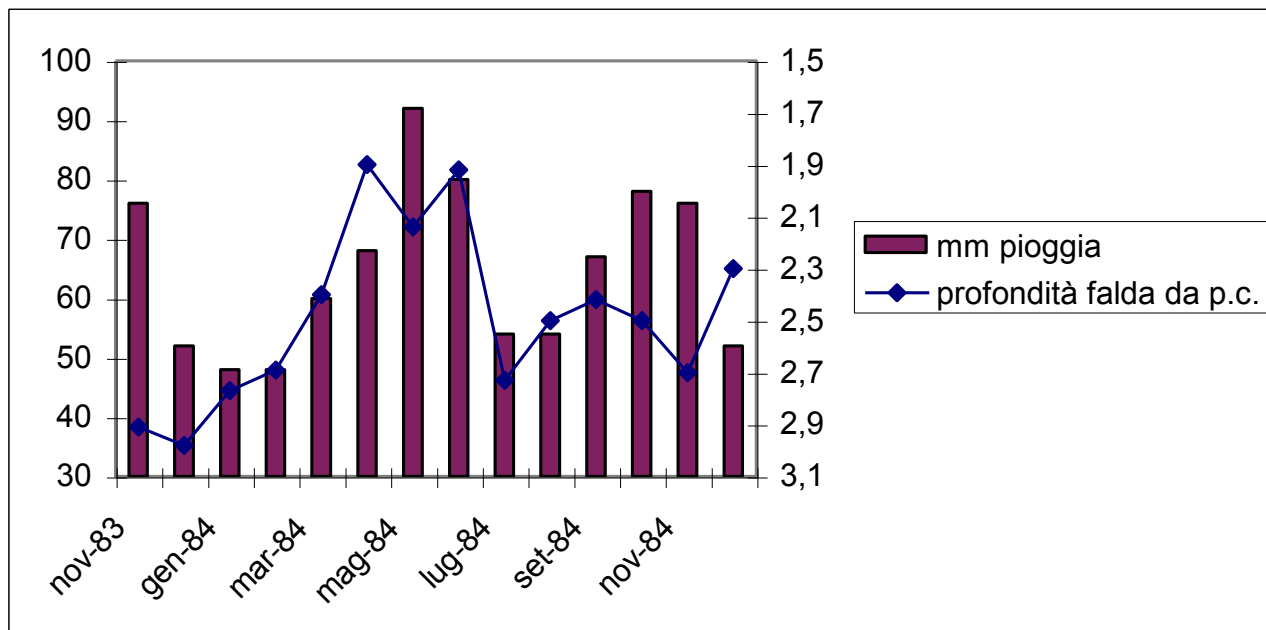
La situazione idrogeologica dell'area indagata è caratteristica di quel tratto della media Pianura Padana, situata alcuni chilometri a Sud della linea delle risorgive nella quale gli acquiferi, costituiti da materiali prevalentemente fini (sabbie), sono quasi completamente differenziati. La sedimentazione delle alluvioni della media pianura e quindi anche della zona oggetto di studio, è avvenuta principalmente ad opera del fiume Adige, in concomitanza soprattutto allo scioglimento dei ghiacci verificatosi nei periodi interglaciali del quaternario antico e recente. Questo tipo di "sovralluvionamento" verificatosi specialmente alla fine del Wurm ha improntato una stratigrafia della pianura estremamente eterogenea in senso sia verticale che orizzontale, coinvolgendo per lo più materiali fini. Per questo motivo appare improprio parlare di "prima falda" unica e continua; si tratta piuttosto di un insieme di lenti di materiali più permeabili, parzialmente comunicanti fra loro, confinate tra materiali fini (o comunque meno permeabili) entro cui esiste, in funzione del regime di alimentazione delle falde principali, dell'acqua dotata di determinate, e parzialmente autonome, pressioni neutrali.

Il livello della falda freatica nell'area indagata in base alla carta idrogeologica del PATI Estense si trova a una profondità superiore a 2 m da p.c. per il tratto Nord e tra 1 e 2 m nel tratto Sud. Nell'estate del 2011 durante la campagna d'indagine la falda era su l'intero tratto (tenendo conto della presenza del rilevato arginale su cui sono state eseguite le prove) la stessa era a profondità > di 2.5 m da p.c.



Estratto carta idrogeologica PATi Estense

Nella zona di Este – Carceri la falda dovrebbe oscillare indicativamente seguendo l'andamento schematico riportato in figura.



Andamento della falda rispetto alle precipitazioni nell'area di Este

ANALISI SISMICA

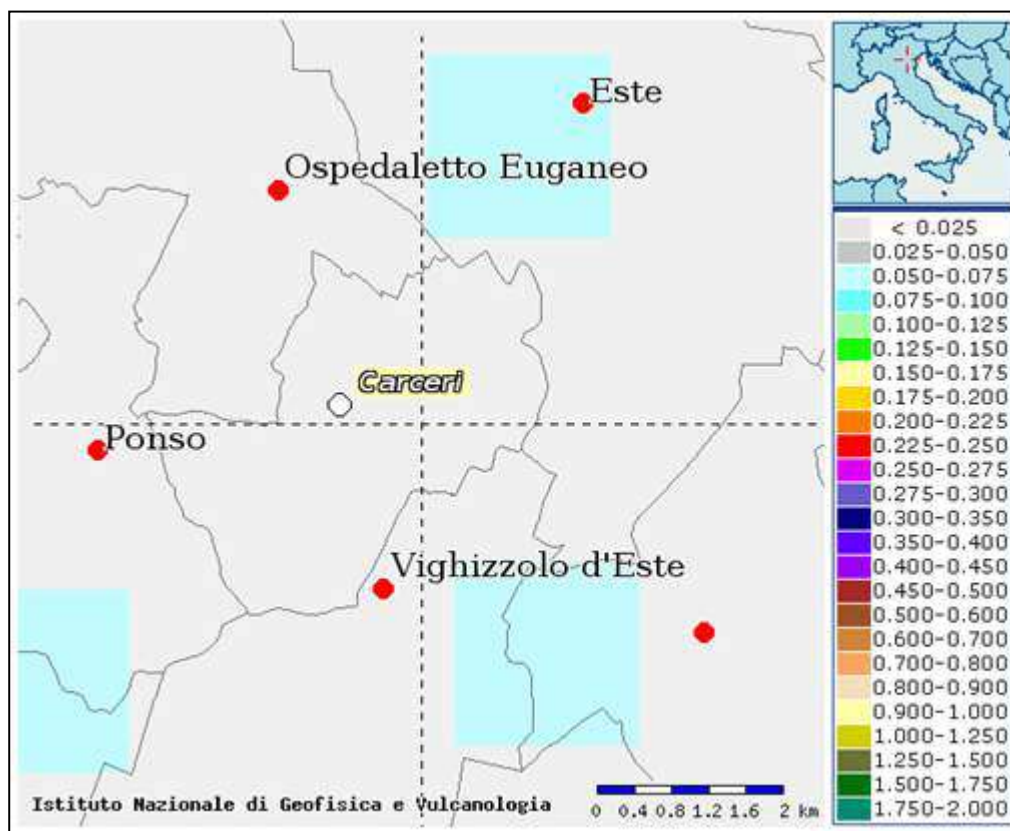
Classificazione sismica del sito

Il comune di Carceri (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 4 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)
4	<0.05	0.05

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.

Sulla base delle mappe interattive dell'I.N.G.V., l'area comunale di Carceri è inseribile nella fascia distinta da un valore di accelerazione sismica orizzontale a_g , riferito a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s,30} > 800$ m/s (Classe A), compreso tra 0.050 (a_g/g) e 0.075 (a_g/g) (valori riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni).



Estratto mappa pericolosità sismica INGV.

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 in allegato "Caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica MASW" i terreni in sito appartengono alla **categoria sismica di sottosuolo C**

Inoltre in base ai risultati riportati nel paragrafo "Caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica HVSr", riportata in allegato, dall'analisi del rapporto degli spettri si evince, per il segnale di entrambe le stazioni, la presenza di un picco intorno ai 0.4 Hz, di cui si riportano nella tabella a seguito i dati principali

Dati picco principale (H/V)			
stazione	Frequenza F_0	f_{stddev} (Hz)	A_0
HVSr 1	0.46	± 0.06	6.69
HVSr 2	0.39	± 0.06	8.077

Tale picco è dovuto ad un salto d'impedenza profondo e la relativa frequenza potrebbe essere la frequenza caratteristica di risonanza dei depositi sedimentari presenti in sito

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

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

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 $qc_{1N} > 180$ 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 qc_{1N} 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 $U_c > 3,5$.

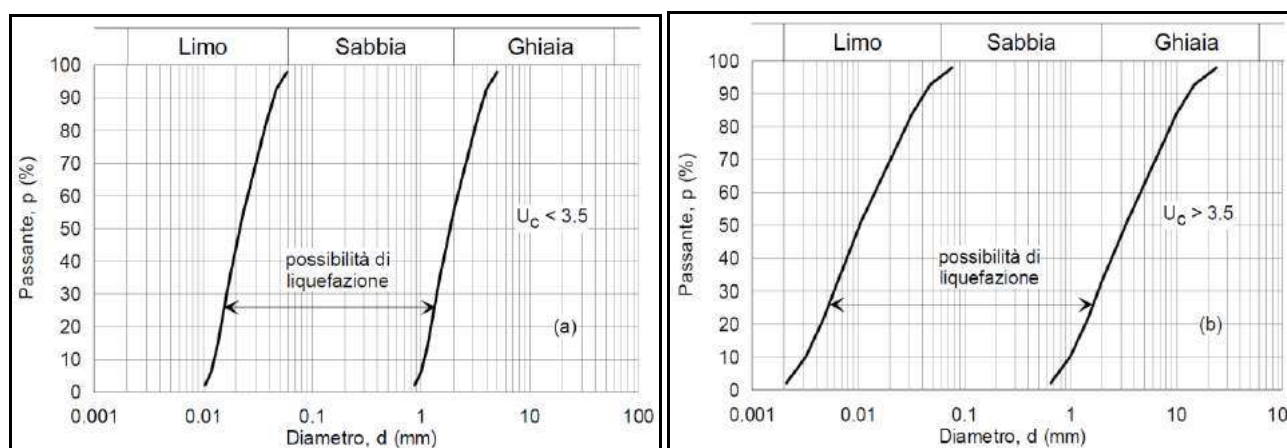


Fig. 7.11.1. Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione

Verifica alla liquefazione dei suoli incoerenti

L' accelerazione sismica a_g per lo stato limite SLV è 0.067. L'accelerazione massima attesa al piano campagna è data dalla formula:

$$Ag_{max} = S_s * S_t * a_g$$

Con il valore 1.5 di amplificazione stratigrafica S_s e di amplificazione topografica S_t , Ag_{max} attesa=1.0

Si considera comunque che le indagini sono state condotte fino alla profondità media di 5.0 m da p.c. e nella maggior parte delle indagini sono stati rilevati presenza di banchi di sabbia pulita. Nella tabella a seguito si riportano le verifiche alla liquefazione un banco sabbioso limoso rilevato nelle prova cpt 3. La liquefazione è assente per $F_s > 1,25$, possibile per $F_s < 1,25$ e probabile per $F_s < 1,00$. In base alla verifica effettuata, il rischio di liquefazione dei terreni risulta assente

Profondità strato cm da p.c.	Rp (kg/cmq)	litologia	Nspt	Nspt*	Resistenza alla liquefazione (R)	Sforzo di taglio normalizzato (T)	Coefficiente di sicurezza ($F_s = R / T$)
380-500	60	Sabbia limosa, sabbia limosa argillosi	15	20	0.23	0.07	3.09

Resistenza alla liquefazione (R); Sforzo di taglio normalizzato (T); Coefficiente di sicurezza ($F_s = R / T$); Numero di colpi SPT o SCPT (Nspt); Numero di colpi standard corretto (N'spt), resistenza di punta dinamica/statica (Rp). I valori di Nspt sono ricavati dai dati delle prove penetrometriche statiche in relazione ai valori della resistenza di punta e litologia (fonte F. Cestari 1986)

La verifica è stata eseguita, con il metodo Seed e Idriss (1982), di cui si riporta a seguito la formula.

La resistenza alla liquefazione (resistenza al taglio mobilitata R) può essere stimata con la seguente formula:

$$R = N_a / 90$$

dove N_a è dato dalla formula:

$$N_a = (N_{SPT} * (1,7 / (s_{vo} + 0,7))) + N_f$$

dove:

- σ'_v (kg/cm) è la pressione verticale efficace;
- $N_f = 0$ se $D_{50}(mm) > 0,25$, $N_f = 7,5$ se $D_{50}(mm) \leq 0,25$.

Il valore di Sforzo di taglio normalizzato (T) è dato dalla formula

$$T = 0,65 * ((a_{max} / g) * (s_{vo} / s'_{vo})) * r_d$$

dove:

- a_{max} accelerazione sismica massima;
- g accelerazione di gravità = 980,7 cm/s² ;
- σ'_{vo} pressione verticale totale alla profondità z dal piano campagna;
- σ'_{vo} pressione verticale efficace alla profondità z dal piano campagna
- r_d coefficiente di riduzione sismica, funzione della profondità z dal piano campagna

Prova penetrometrica statica

Sono state eseguite n° 5 (in una campagna del luglio 2011) prove penetrometriche statiche (CPT Cone Penetration Test) spinte fino alla profondità massima di 6.60 m da p.c. Per le CPT è stato usato un penetrometro statico da 200 KN, munito di Jacket Friction Cone con determinazione ogni 20 cm di infissione, della Resistenza alla punta e della Resistenza di Attrito Laterale Locale; velocità di infissione costante pari a 20 mm/sec.



Esecuzione cpt 1



Esecuzione cpt 2



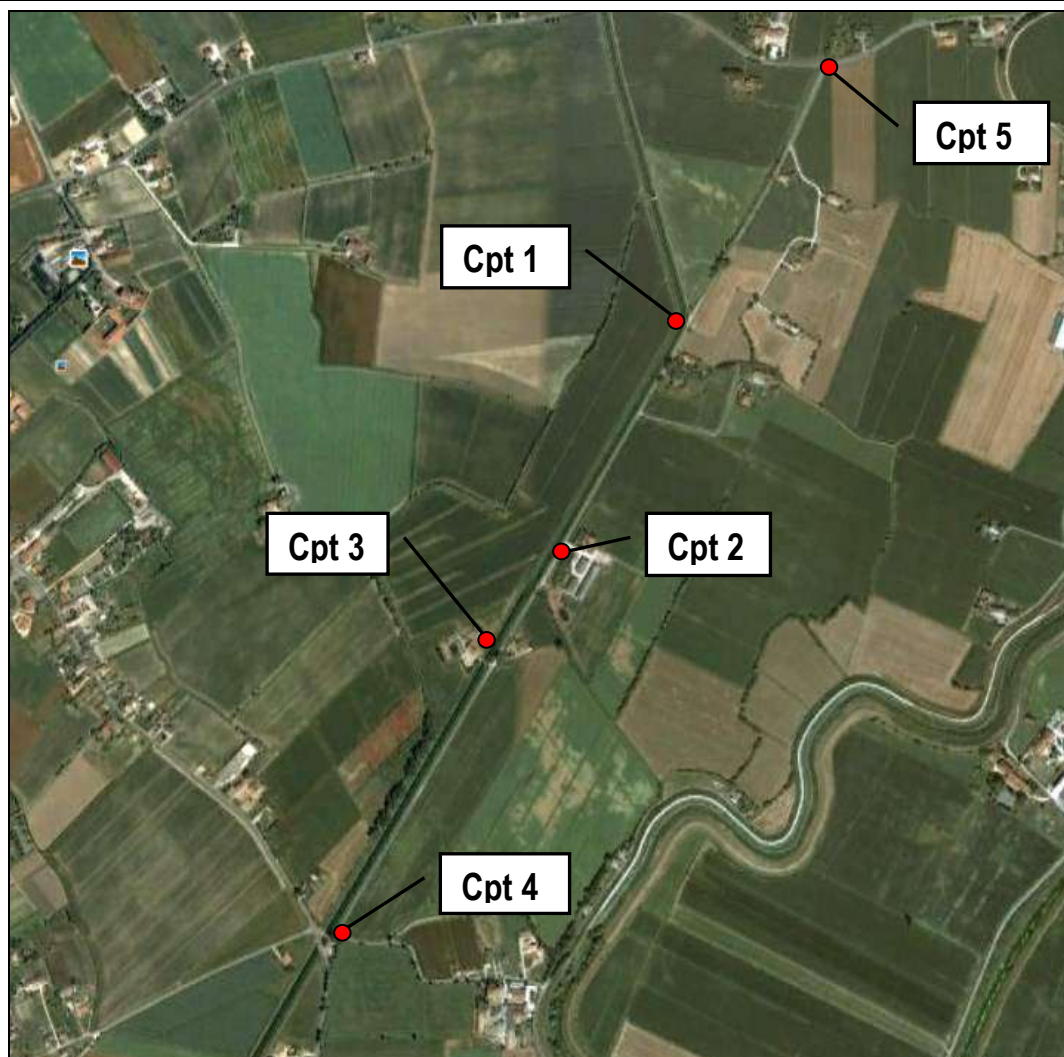
Esecuzione cpt 3



Esecuzione cpt 4



Esecuzione cpt 5



Ubicazione delle indagini

Falda durante le indagini

La falda in data 25/07/2011 è stata rilevata a -3.19 m p.c. nel piezometro della cpt 1, -2.71 m p.c. nel piezometro della cpt 2 e -3.00 m p.c. nel piezometro della cpt 3.

Caratteristiche meccaniche del terreno prova penetrometrica statica

Le caratteristiche meccaniche dei terreni in esame sono desunte tramite correlazioni con dati penetrometrici, in particolare R_p (resistenza di punta) e R_l (resistenza laterale). In base a tali dati è possibile esprimere:

Coesione non drenata C_u e angolo d'attrito dei terreni granulari (in relazione al grafico di Searle)
Coefficiente di compressibilità volumetrica $mv = 1 / \alpha * R_p$ con α = parametro dipendente dal tipo di terreno (Sanglerat, Mitchell e Gardner) e quindi il modulo confinato $M = 1/mv$.

Parametri geotecnici medi ricavati dalla prova cpt 1

Strato	m da p.c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA ⁽¹⁾	PARAMETRI GEOTECNICI				
			Rp Kg/cmq	Cu Kg/cmq	ϕ°	$\gamma_{d/s}$ g/cmc	α
1	0.00-0.80	Terreno compattato di riporto; ghiaia in matrice limoso sabbiosa	100	/	32	1.95	/
2	0.80-1.20	Limo sabbioso argilloso OCR	50	1.7	/	1.80	3-6
3	1.20-2.00	Sabbia limosa sciolta	25	/	30.5	1.90	/
4	2.00-3.60	Argilla limosa limo argilloso con livello di argilla torbosa a 3.20 m	10	0.4-0.75	/	1.70	2-5
5	3.60-4.00	Sabbia limosa debolmente argillosa	50	/	28	1.95	/

Parametri geotecnici medi ricavati dalla prova cpt 2

Strato	m da p.c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA ⁽¹⁾	PARAMETRI GEOTECNICI				
			Rp Kg/cmq	Cu Kg/cmq	ϕ°	$\gamma_{d/s}$ g/cmc	α
1	0.00-0.60	Terreno compattato di riporto ghiaia in matrice fine e limo OCR	65	/	30	1.95	/
2	0.60-1.20	Limo sabbioso argilloso	35	/	27	1.80	/
3	1.20-2.60	Argilla limosa con livello di torba a 2.2 m	12	0.75	/	1.70	2-5
4	2.60-3.60	Alternanza di limo argilloso sabbioso e argilla limosa	10	0.5-0.75	/	1.75	3-6
5	3.60-4.00	Sabbia argilloso limosa	50	/	28	1.90	/

Parametri geotecnici medi ricavati dalla prova cpt 3

Strato	m da p.c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA ⁽¹⁾	PARAMETRI GEOTECNICI				
			Rp Kg/cmq	Cu Kg/cmq	ϕ°	$\gamma_{d/s}$ g/cmc	α
1	0.00-0.60	Terreno compattato di riporto ghiaia in matrice fine e limo OCR	55	/	29	1.95	/
2	0.60-1.20	Sabbia limosa con livelletto di limo argilloso sabbioso a 0.80 m	30	/	30-27	1.90	/
3	1.20-1.60	Livello di torba argillosa e argilla morbosa	10	0.9	/	1.60	1.5-4
4	1.60-2.20	Limo argilloso sabbioso con livelletto di sabbia limosa	40	/	26-32	1.90	/
5	2.20-3.60	Da argilla limosa a limo argilloso con livello torboso a 3.40 m	15	0.5-0.75	/	1.75	2-5
6	3.60-4.80	Da sabbia argilloso limosa a limo sabbioso argilloso	65	/	30-26	1.90	/

7	4.80-5.20	Livello di sabbia limosa	40	/	31	1.90	/
8	5.20-6.40	Limo argilloso	25	0.8-1.0	/	1.80	3-6

Parametri geotecnici medi ricavati dalla prova cpt 4

Strato	m da p.c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA ⁽¹⁾	PARAMETRI GEOTECNICI				
			Rp Kg/cmq	Cu Kg/cmq	ϕ°	$\gamma_{d/s}$ g/cmc	α
1	0.00-0.60	Terreno compattato di riporto; ghiaia in matrice limoso sabbiosa	100	/	32	1.95	/
2	0.60-1.60	Alternanza di livelli di limo argilloso sabbioso e argilla limosa probabilmente entrambi OCR	40	1.5-2	27	1.80	3-6
3	1.60-2.00	Da sabbia argilloso limosa a limo sabbioso argilloso	40	/	26-28	1.90	/
4	2.00-2.40	Sabbia-Sabbia limosa	40	/	31-32	1.90	/
5	2.40-3.60	Limo sabbioso argilloso	50	/	27	1.90	/
6	3.60-4.20	Da argilla limoso sabbiosa a sabbia limosa	15	0.75	27	1.85	/
7	4.20-5.00	Da sabbia argilloso limosa a limo argilloso	20	0.8-0.9	29	1.90	3-6

Parametri geotecnici medi ricavati dalla prova cpt 5

Strato	m da p.c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA ⁽¹⁾	PARAMETRI GEOTECNICI				
			Rp Kg/cmq	Cu Kg/cmq	ϕ°	$\gamma_{d/s}$ g/cmc	α
1	0.00-0.60	Terreno di riporto; limo argilloso	22	0.7	/	1.75	3-6
2	0.60-1.40	Limo argilloso sabbioso e argilla limosa probabilmente entrambi OCR	40	1,2	27	1.80	3-6
3	1.40-2.80	Limo argilloso e argilla limosa con livelletto di sabbia limosa a 1.40 m,	8	0.3-0.45	/	1.70	3-6
4	2.80-3.60	Da sabbia limosa a sabbia argilloso limosa	70	/	31	1.95	/

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”.

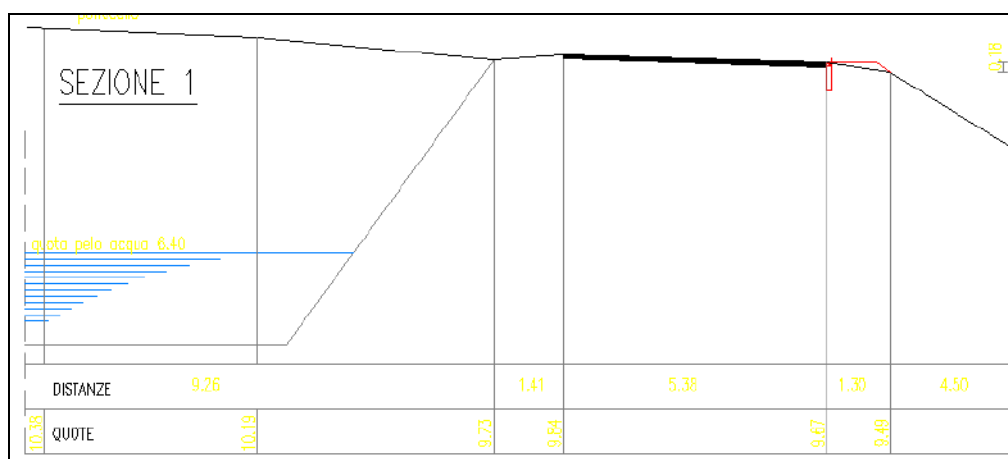
$$\mu = t(n-1) \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right) + \bar{x}$$

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

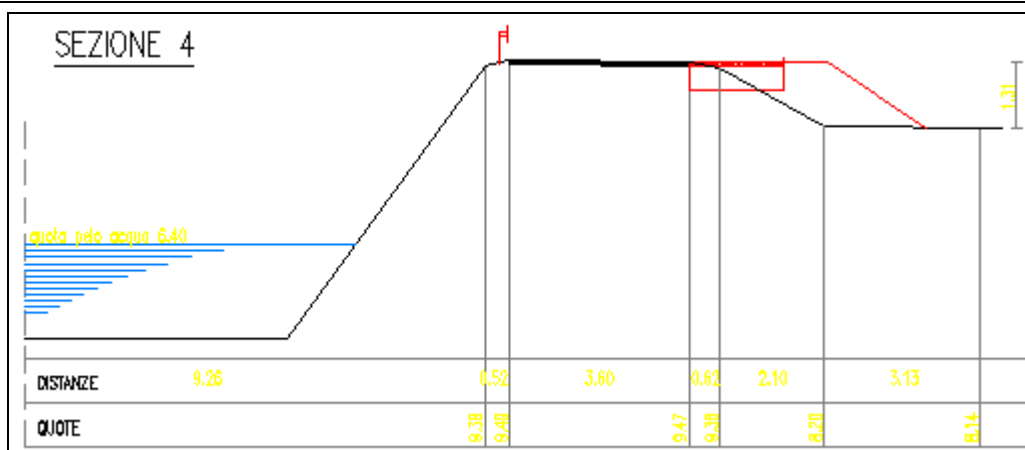
La distribuzione della media è sensibile al numero n dei dati, e al valore s della deviazione standard del campione

Breve descrizione dell'intervento

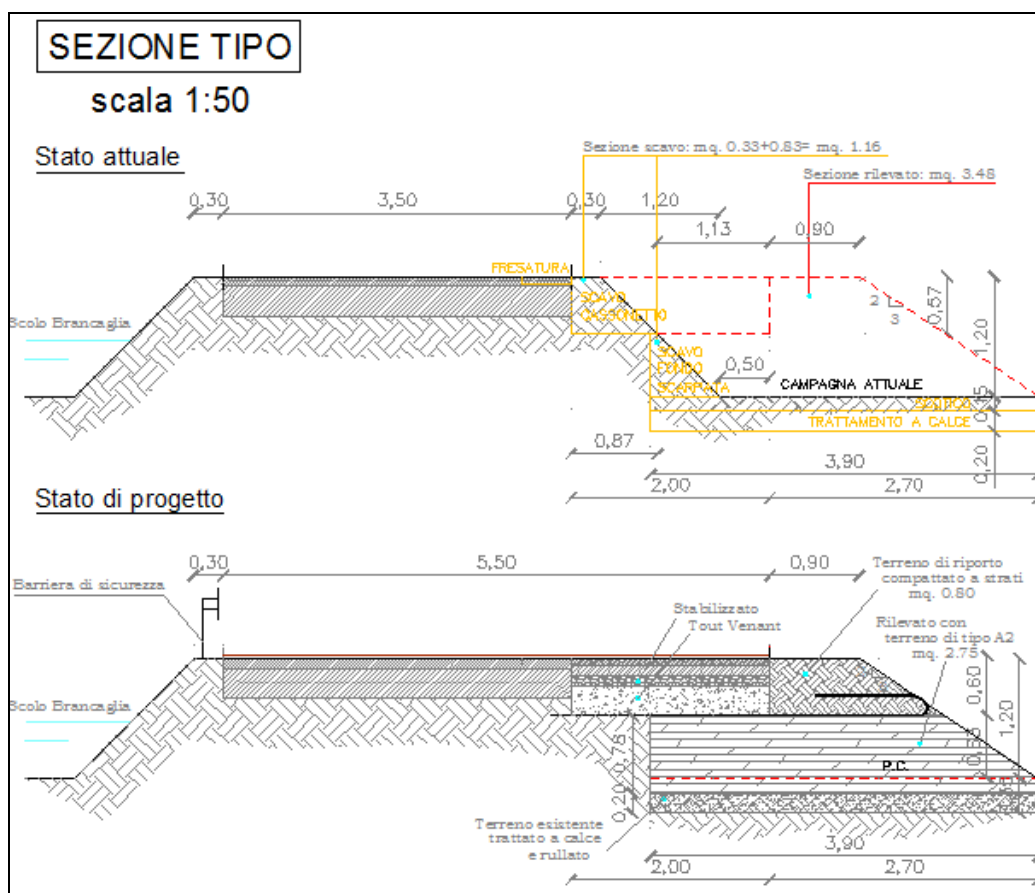
Si tratta sostanzialmente dell'allargamento di via Cancelli in piccola parte sul rilevato arginale esistente per gran parte con l'aggiunta di un solido stradale con sezione tipo come segue:



Esempio di sezione di allargamento della sede stradale entro il solido arginale esistente



Esempio di sezione di allargamento della sede stradale al di fuori del solido arginale esistente



Dettaglio del solido stradale in progetto in ampliamento lato campagna

Caratterizzazione del rilevato esistente

A seguito si riporta il valore caratteristico per il parametro angolo d'attrito calcolato sui dati delle prove penetrometriche (1-4) relativo ai banchi limoso-sabbiosi del rilevato arginale (da 0.0 a circa 1.0 m da inizio

prova), 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
4	16	1,39	27,94	27,3

(*) I dati inseriti sono i valori dell'angolo d'attrito, (circa 1 dato ogni 20 cm) relativo ai livelli granulari, determinati inserendo i valori di R_p e del rapporto R_p/RI nel grafico per l'interpretazione delle litologie e determinazione di parametri geotecnici (Metodo di Searle 1979).

Il valore caratteristico, relativo al parametro geotecnico angolo d'attrito, utilizzato per le verifiche agli stati limite delle opere in progetto, è **27.3°**. Tale valore caratteristico diventerà valore di progetto dividendo lo stesso per i diversi coefficienti parziali.

Caratterizzazione del piano campagna su cui poggia il nuovo rilevato (ampliamento)

A seguito si riporta il valore caratteristico per il parametro coesione calcolato sui dati delle prove penetrometriche (1-5) relativo ai banchi limoso-sabbiosi del rilevato arginale (da 1.0 a circa 3.5 m da inizio prova), 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
5	27	31,29	52,81	42,3

(*) I dati inseriti sono i valori di coesione C_u , (circa 1 dato ogni 20 cm) relativo ai livelli coesivi, determinati inserendo i valori di R_p e del rapporto R_p/RI nel grafico per l'interpretazione delle litologie e determinazione di parametri geotecnici (Metodo di Searle 1979).

Il valore caratteristico, relativo al parametro geotecnico coesione non drenata, utilizzato per le verifiche agli stati limite delle opere in progetto, è **42.3 kN/mq**. 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:

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

	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		

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A_1 e A_2), per i parametri geotecnici (M_1 e M_2) e per le resistenze (R_1 , R_2 e R_3). 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 ($A_2+M_2+R_2$) 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 ($A_1+M_1+R_3$) 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: Carceri via Cancelli_GEO.doc	Redatto da: Simonetto G.
Rev. 00	Pag. 24

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.

$$R_d (Q_{ult}) = 0.5 \cdot B \cdot G_2 \cdot N_g \cdot F_g \cdot D_g \cdot I_g \cdot G_g \cdot B_g \cdot R_g + c_0 \cdot N_c \cdot F_c \cdot D_c \cdot I_c \cdot G_c \cdot B_c + G_1 \cdot H \cdot N_q \cdot F_q \cdot D_q \cdot I_q \cdot G_q \cdot B_q$$

F_g, F_c, F_q : fatt. di forma - D_g, D_c, D_q : fatt. profund. - 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

Valore resistenza di progetto rilevato esistente

Le verifiche agli stati limite sono relative alla strada poggianti sul rilevato esistente.

Nella tabella a seguito si riportano i dati geometrici, i parametri geotecnici del terreno.

	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		

Larghezza B fondazione m	1.6	Peso di volume terreno in kN/mc	18
Lunghezza L fondazione m	10	ΦK° (valore caratteristico)	27.3
Profondità D incasso (m p.c.)	0.2		

Nella tabella a seguito si riportano la verifica agli stati limite. Tale verifica deve essere effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

TABELLA RIASSUNTIVA DATI VERIFICHE STATI LIMITE				
		Parametri geotecnici / coefficiente parziale		Capacità portante / coeff. parziale
SLV	R (kPa)	pes vol (kN/mc)	Cu/M (kN/mq)	Rd (kPa)
M1 R3	163	18,0	27,3	70,88

Nelle verifiche agli stati limite lo strutturista dovrà considerare l'effetto di tutte le azioni di progetto (carichi permanenti e non, variabili, momenti eccentricità ecc....) e di conseguenza verificare se la condizione $Rd \geq Ed$ è valida.

Valore resistenza di progetto piano campagna (a cui si appoggia il rilevato)

Le verifiche agli stati limite sono relative al rilevato che poggia sul piano campagna.

Nella tabella a seguito si riportano i dati geometrici, i parametri geotecnici del terreno.

Larghezza B fondazione m	1.6	Peso di volume terreno in kN/mc	18
Lunghezza L fondazione m	10	ΦK° (valore caratteristico)	42.3
Profondità D incasso (m p.c.)	0.4		

Nella tabella a seguito si riportano la verifica agli stati limite. Tale verifica deve essere effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

TABELLA RIASSUNTIVA DATI VERIFICHE STATI LIMITE				
		Parametri geotecnici / coefficiente parziale		Capacità portante / coeff. parziale
SLV	R (kPa)	pes vol (kN/mc)	Cu/M (kN/mq)	Rd (kPa)
M1 R3	244,9	18,0	42,3	106,5

Nelle verifiche agli stati limite lo strutturista dovrà considerare l'effetto di tutte le azioni di progetto (carichi permanenti e non, variabili, momenti eccentricità ecc....) e di conseguenza verificare se la condizione $Rd \geq Ed$ è valida.

Sede: v. Martiri Libertà 29, 35042 Este (PD) tel. 0429601986 fax 04291702351 e-mail info@geologiatecnica.net sito web: www.geologiatecnica.net		
File: Carceri via Cancelli_GEO.doc	Redatto da: Simonetto G.	Data 28/05/2020
Rev. 00	Controllato da: Vorliceck P.A.	Pag. 26

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

Il cedimento totale è dato dalla somma del cedimento immediato e del cedimento edometrico. Il cedimento edometrico, legato alla compressibilità dell'argilla, sarà dato dalla somma dei cedimenti relativi ai singoli strati. Il cedimento relativo al singolo strato argilloso, in base al metodo monodimensionale di Terzaghi è dato dalla formula:

$$s = \Delta H = H_0 \Delta p m_v \text{ dove:}$$

H_0 = spessore strato

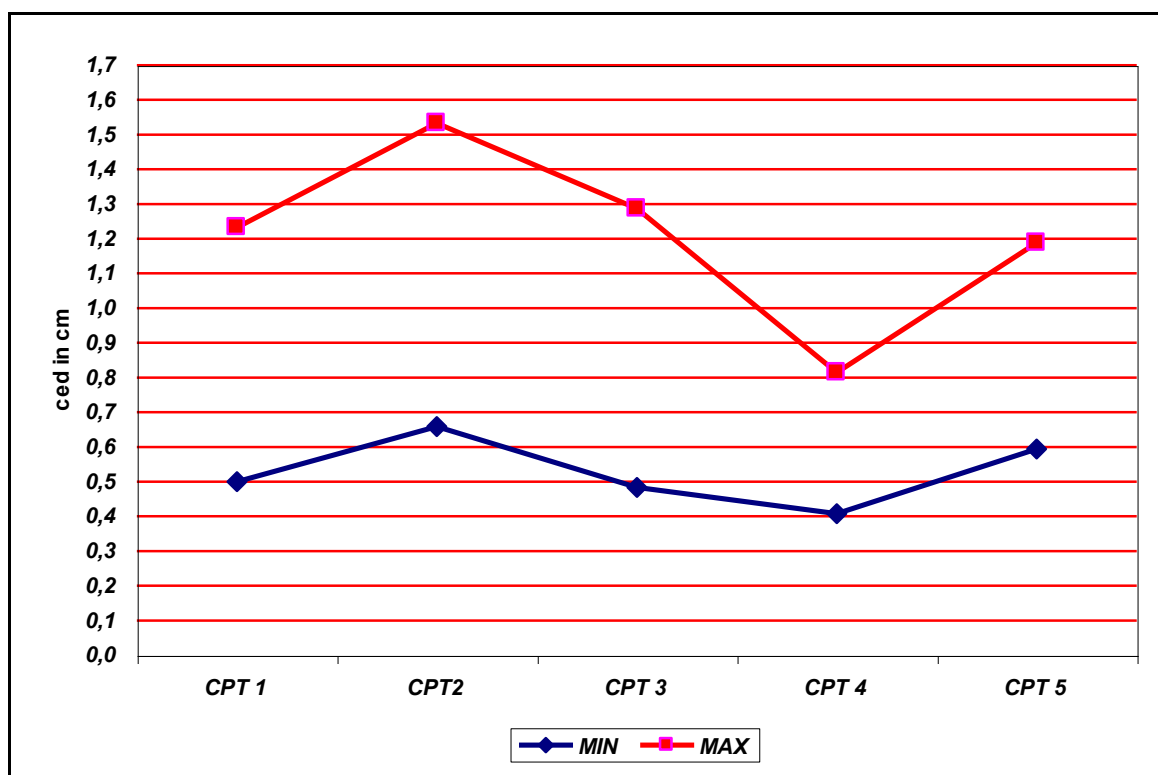
m_v = coefficiente di compressibilità volumetrica ($1/\alpha \cdot q_c$) dove α parametro dipendente dal tipo di terreno (relazioni empiriche ricavate da Sanglerat, Mitchell e Gardner) e q_c resistenza alla punta del penetrometro statico

Δp = incremento di carico (in termini di pressione effettiva) = (carico) $q \cdot K$ (coefficiente di distribuzione del carico secondo Boussinesq)

Nel calcolo dei cedimenti di fondazioni superficiali, gli strati più sensibili interessati dalla compattazione quelli contenenti l'argilla o terreni organici; naturalmente si verificheranno dei cedimenti anche all'interno degli altri strati granulari. Poiché i terreni granulari, in particolare quelli da mediamente addensati a addensati, sono quasi incompressibili rispetto all'argilla, il cedimento è praticamente dovuto alla compressione degli strati di argilla. I carichi usati nel calcolo dei cedimenti **non** tengono conto dei momenti impressi alla base della fondazione.

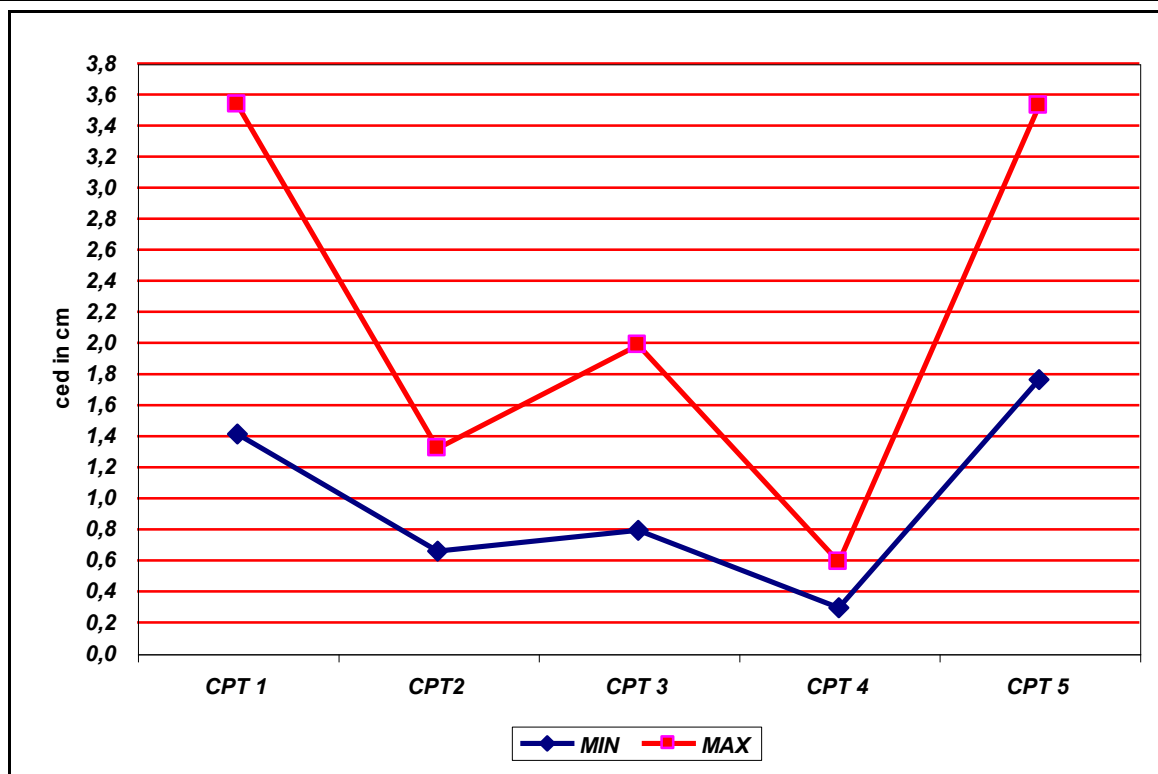
Ad ogni modo i cedimenti calcolati sono da considerarsi indicativi in quanto le verifiche sono state eseguite con l'uso di parametri relativi alla compressibilità dei terreni, stimati dai dati dalle prove penetrometriche e non da prove specifiche di laboratorio. Si riporta quindi un intervallo di valori (cedimenti massimi e minimi calcolati) entro il quale ricadranno i cedimenti reali.

In grafico si riportano i valori dei cedimenti stimati per il rilevato esistente con un carico di 0,4 kg/cm²; si nota una certa differenziazione fra i cedimenti stimati nelle singole prove (per l'ubicazione delle medesime si veda sotto).



Si rammenta che i valori sono cautelativi per cui i cedimenti reali si avvicineranno a quelli minimi calcolati

In grafico si riportano i valori dei cedimenti stimati per il piano campagna attuale a cui poggerà il nuovo rilevato con un carico di 0,4 kg/cm²; si nota una certa differenziazione fra i cedimenti stimati nelle singole prove (per l'ubicazione delle medesime si veda sopra).



Si rammenta che i valori sono cautelativi per cui i cedimenti reali si avvicineranno a quelli minimi calcolati

CONCLUSIONI

Fattibilità geologica; dal punto di vista geologico l'area può ritenersi stabile non presentando particolari problemi. In base a quanto descritto nella perizia l'area è da considerarsi a medio rischio idrogeologico s.l. (v. par. idrologia).

Fattibilità geotecnica; i valori di resistenza di progetto sono riportati all'interno della relazione distinti per quanto riguarda il rilevato arginale/stradale esistente e il piano campagna posto ai piedi del medesimo (ove si appoggerà gran parte dell'ampliamento in progetto). A livello di progettazione esecutiva andrà eventualmente dettagliato il singolo intervento qualora il progettista non ritenga soddisfacente/sufficiente quanto ipotizzato sia in relazione ai valori di resistenza di progetto che ai cedimenti calcolati.

Analisi sismica; I terreni in sito, non risultano/risultano liquefacibili. I terreni in sito appartengono alla categoria sismica di sottosuolo C e condizione topografica T1.

Relazione e indagini eseguite nel mese di maggio 2020

In allegato:

- Caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica HVSR
- Caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica MASW
- grafici delle prove penetrometriche




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 rigidezza.

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 k - f 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:

$$v = \lambda \times f$$

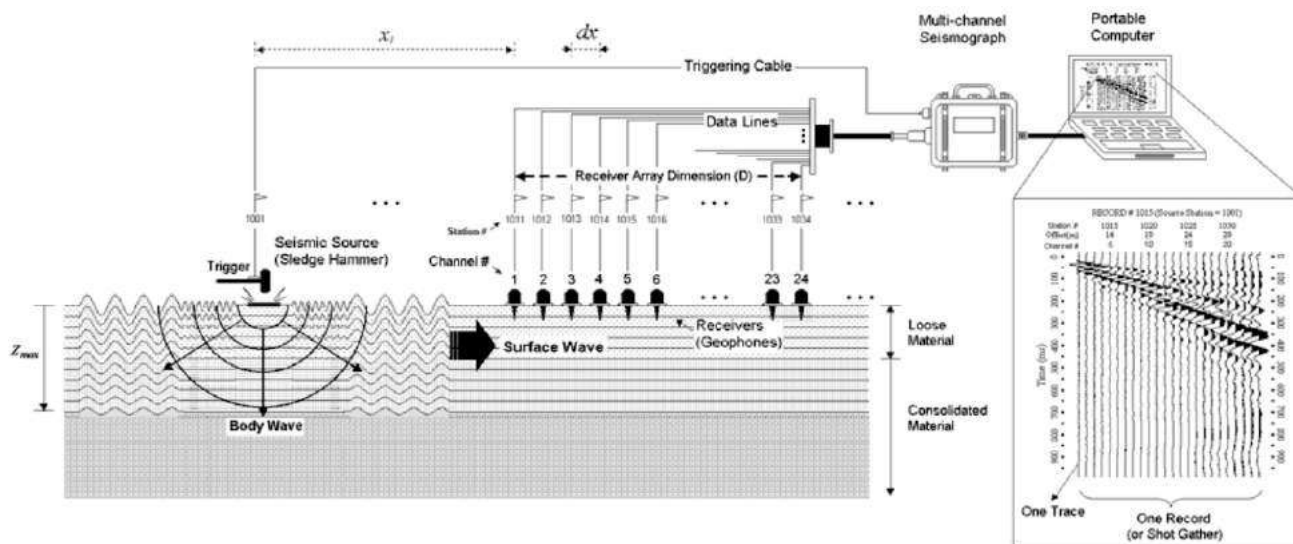
Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidezza.

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

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.



Schema acquisizione dati Masw

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 millisc
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

Sono stati inoltre utilizzati, due cavi multicanale (12) per il collegamento con i sensori e 24 geofoni verticali da 4,5 Hz.

Esecuzione operativa dell'indagine Masw in cantiere

L'acquisizione è stata eseguita posizionando 24 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);



Foto esecuzione indagine Masw in sito



Ubicazione indagine Masw su ortofoto (Google.com)

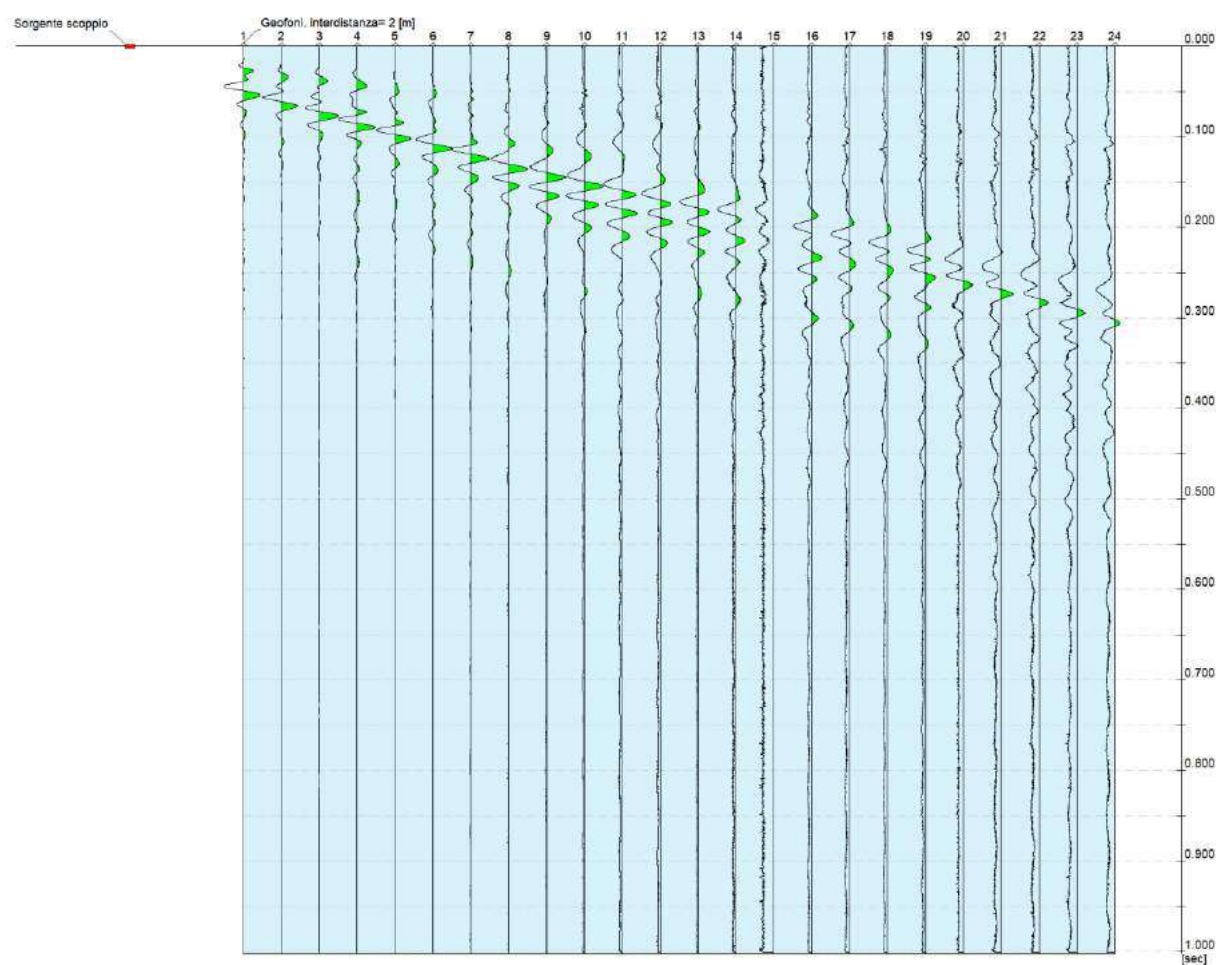
Elaborazione dati

Sede: v. Martiri Libertà 29, 35042 Este (PD) tel. 0429601986 fax 04291702351 e-mail info@geologiatecnica.net	sito web: www.geologiatecnica.net
File: Carceri via Cancelli_GEO.doc	Redatto da: Simonetto G.
Rev. 00	Controllato da: Vorliceck P.A.
	Data 28/05/2020
	Pag. 33

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

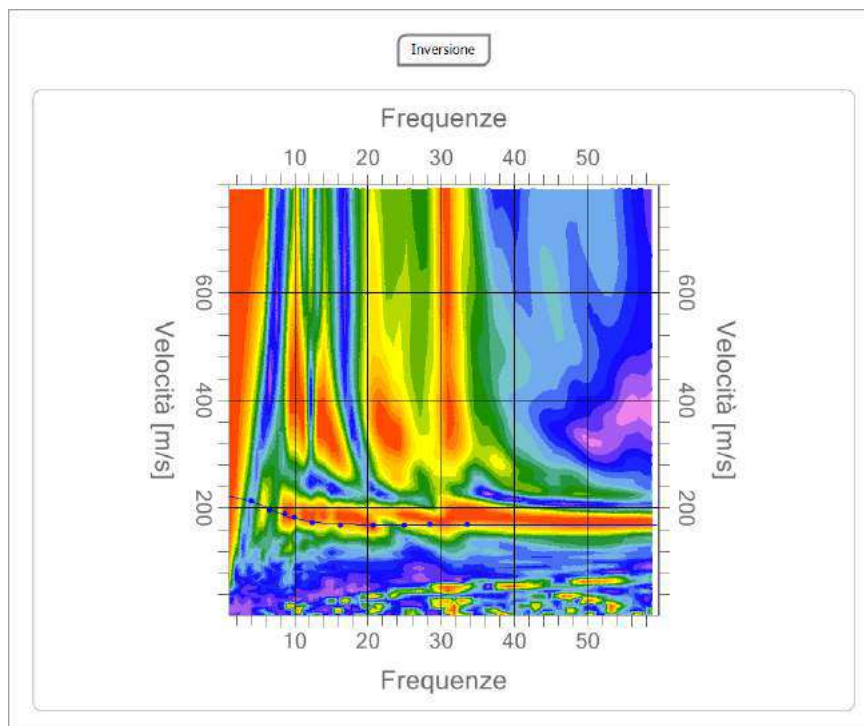
L'elaborazione è stata eseguita tramite il software Easy Masw della GEOSTRU unitamente al software Front per il processamento dei dati di ingresso.

Nome del file delle tracce	SHOT6_amp 40
Numero di ricevitori usati per l'analisi	24
Numero canali usati per l'analisi	24
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

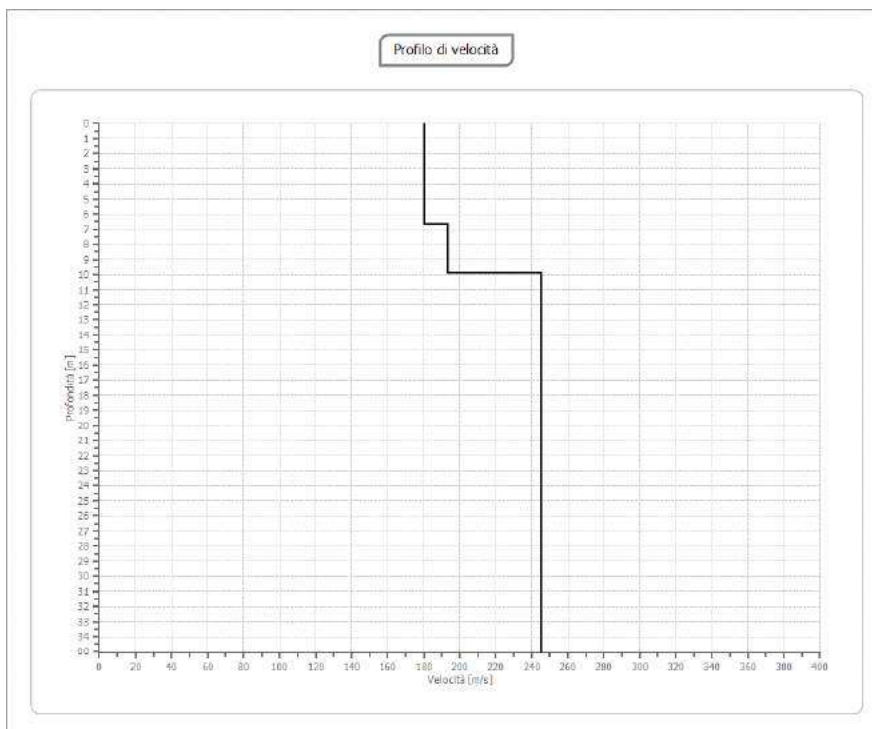


Tracce sperimentali

Risultati delle analisi



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 tra 60 e 10 Hz) siano contraddistinti da velocità più basse inferiori ai 200 m/s. Da 10 Hz le velocità incrementano fino ad una velocità massima di fase di circa 245 m/s. Si rammenta che la velocità di fase non è la V_s ($V_s \approx 1,1 \cdot \text{velocità di fase}$). 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	$M_o = \rho \cdot (V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2)$
Modulo di Young	$E = 2 \cdot \rho \cdot V_s^2 (1 + \nu)$

Nella tabella a seguito si riporta la velocità media delle onde di taglio fino alla profondità di 30 m dal piano di posa della fondazione dell'opera.

Piano di posa fondazione in [m] da p.c.	V_{s30}
0,0	220
-1,0	223

Caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica HVSR

Generalità metodo Nakamura

Il metodo si basa sulla misura del rumore sismico ambientale, il quale risulta prodotto sia da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) sia dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre

I metodi che si basano sull'acquisizione dei microtremori si dicono passivi in quanto il rumore non è generato ad hoc, come avviene invece nel caso della sismica attiva.

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.

Si sottolinea da subito però che l'analisi del rapporto spettrale H/V non è, da sola, sufficiente a caratterizzare la complessità degli effetti di sito e soprattutto non è in grado di determinare, da sola, il valore assoluto dell'amplificazione sismica. Il metodo ha comunque dimostrato di essere idoneo per valutare il periodo fondamentale di depositi sedimentari (in modo particolare quando l'impedenza di questi è in grande contrasto con l'impedenza del bedrock).

La tecnica HVSR consente quindi di valutare la frequenza fondamentale di risonanza di uno strato soffre a partire dalle sole registrazioni del rumore in superficie. Risulta così possibile conoscere il valore della frequenza di risonanza del terreno, valore che farà da guida per il progettista per evitare, in caso di sisma, il fenomeno della doppia risonanza terreno-struttura e definire un miglior comportamento sismico della struttura.

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).

Nel caso in cui quindi siamo in presenza di un 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:

$f = \frac{V_s}{4 \times h}$	Nota la frequenza di risonanza (f_0) propria del sito, ricavata dal rapporto spettrale H/V e la stima delle V_s , è possibile determinare lo spessore (h) di una coltre sedimentaria soprastante un bedrock sismico, applicando la relazione $f_0 = V_s / 4 h$.
------------------------------	--

L'elaborazione viene sviluppata effettuando il rapporto tra la componente orizzontale e la componente verticale del moto, nell'ipotesi che la componente verticale non risenta degli effetti di amplificazione; i picchi del rapporto dipendono dalla sismostratigrafia del sottosuolo e sono funzione diretta del periodo fondamentale dei depositi e della frequenza di sito (f_0)

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
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

Nel sito sono state eseguite 2 registrazioni (HVSR1 E HVSR2) da 1200 sec (20 min.), esportando parte del terreno superficiale durante una giornata con condizioni meteo ideali (senza precipitazioni e vento).



Foto stazione di registrazione HVSR1



Foto stazione di registrazione HVSR2



Ubicazione delle stazioni di registrazione nella foto aerea (Google Earth)

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:

- Figura della traccia registrata

Sede: v. Martiri Libertà 29, 35042 Este (PD) tel. 0429601986 fax 04291702351 e-mail info@geologiatecnica.net	sito web: www.geologiatecnica.net
File: Carceri via Cancelli_GEO.doc	Redatto da: Simonetto G.
Rev. 00	Controllato da: Vorliceck P.A.
Data 28/05/2020	
Pag. 38	

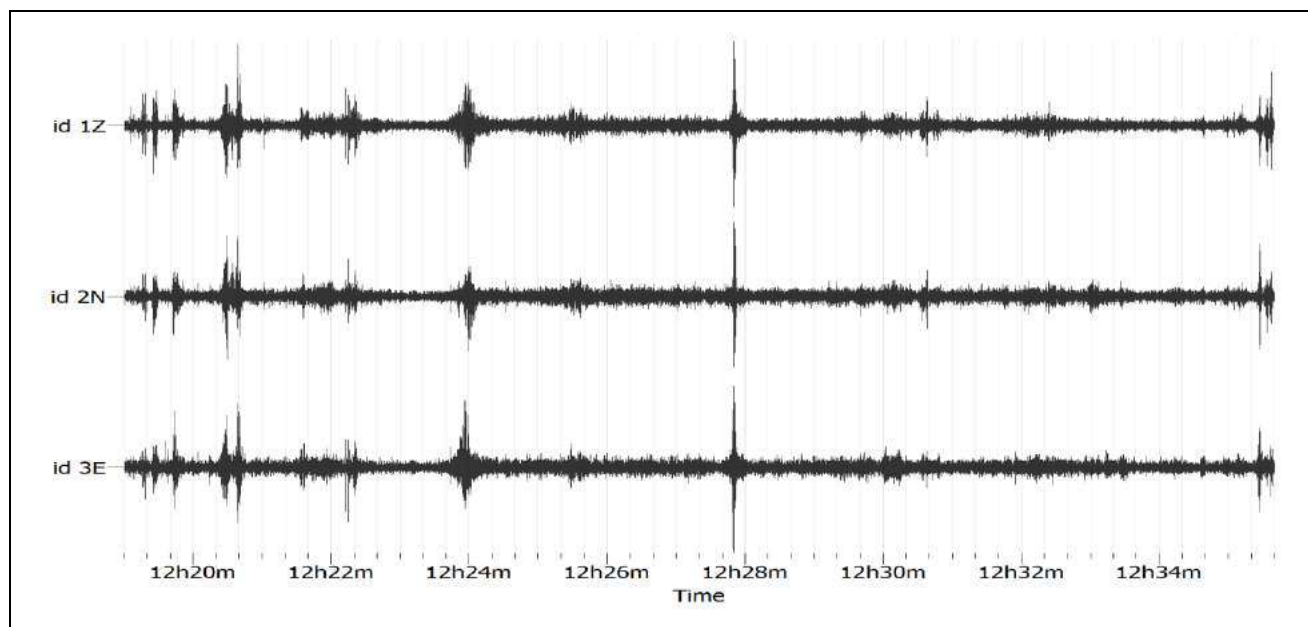
RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

- Grafico componenti spettrali lisciate 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

Indagine HVSr1

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

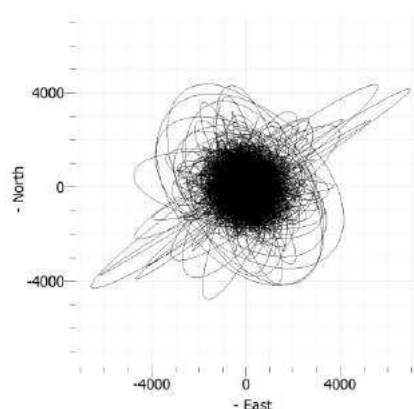
INDAGINE	HVSr1
Numero di tracce :	3
Durata registrazione:	1200 s
Frequenza di campionamento:	300 Hz
Banda di frequenza considerata	0,2 – 40 Hz
Numero campioni	359933
Direzioni tracce:	Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale



Traccia registrata (HVSr1)

Distribuzione del segnale registrato

Nella figura a sinistra si riporta il movimento delle particelle sul piano orizzontale. Si evidenzia una distribuzione a 360° della maggior parte del microtremore ambientale registrato e una minor presenza di rumori unidirezionali.



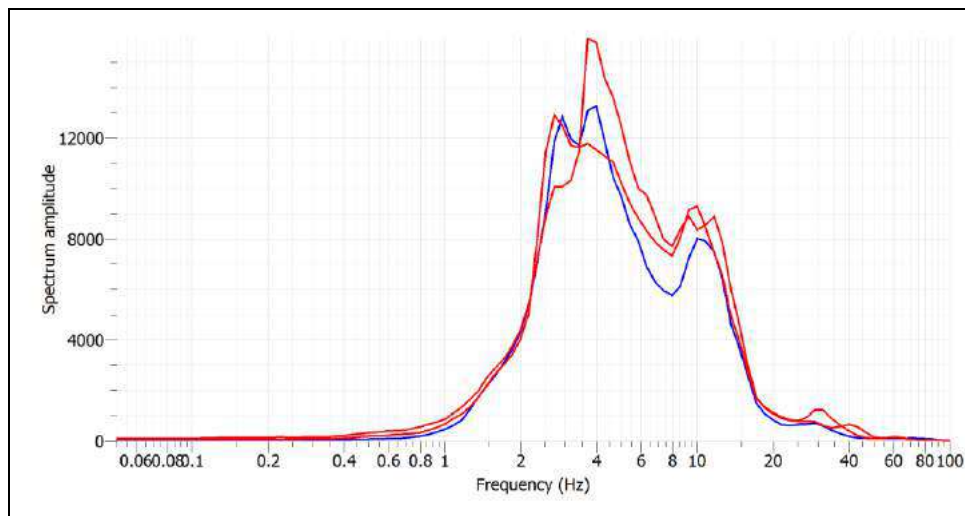


Fig. 1: Componenti spettri lisciati: in blu componente verticale in rosso orizzontali (HVSr1)

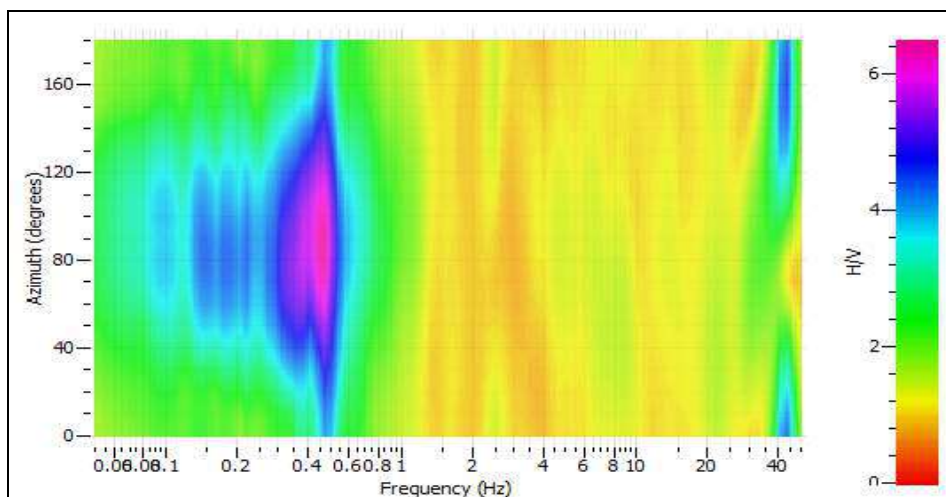


Fig. 2: Direzionalità rapporto H/V (HVSr1)

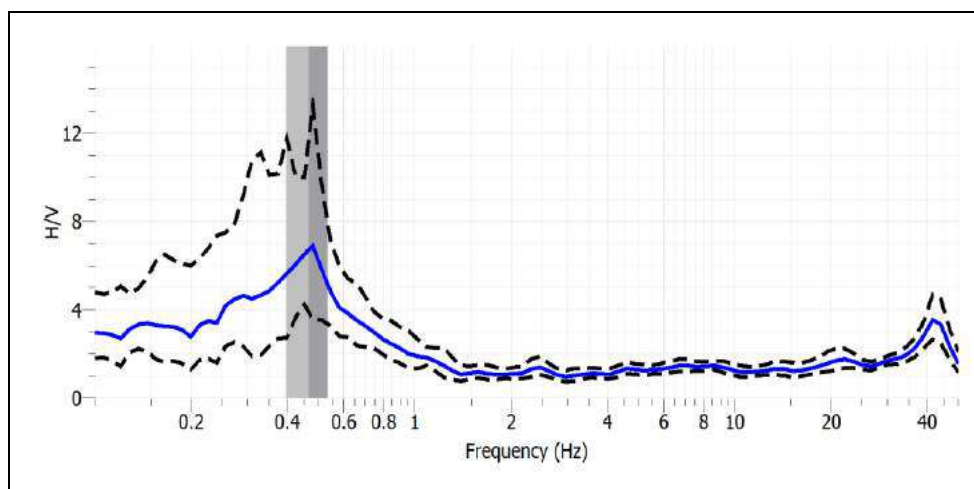
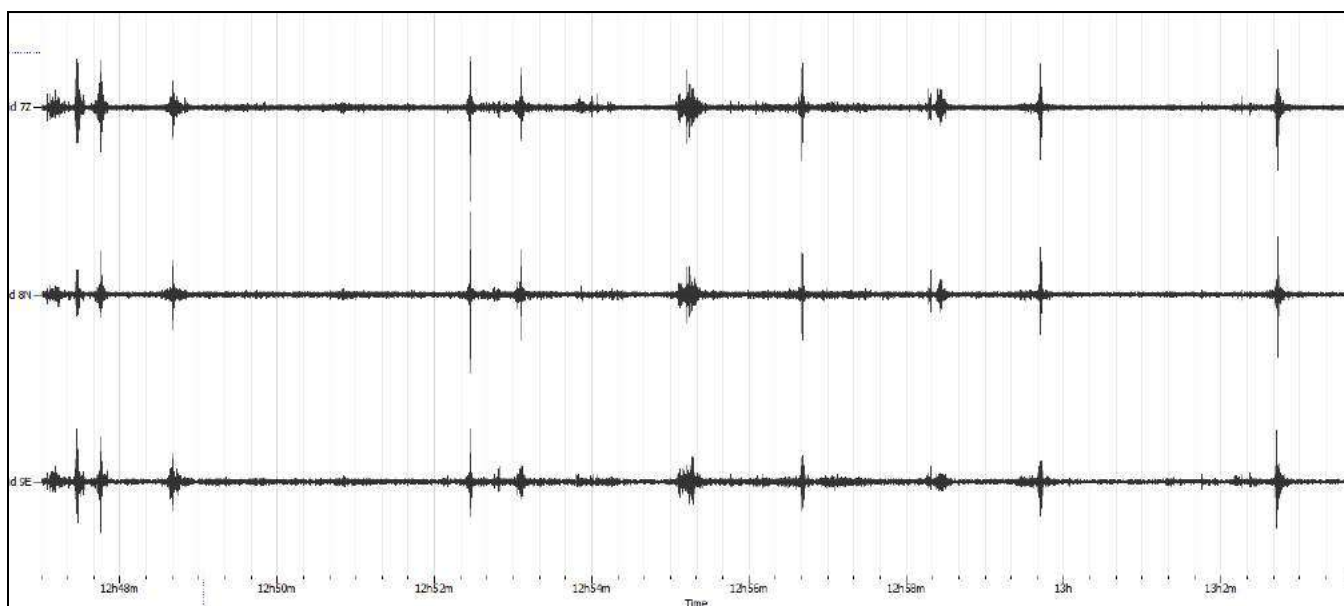


Fig. 3.: Rapporto spettri componenti orizzontali e verticali lisciati. In grigio in evidenza i picchi (HVSr1)

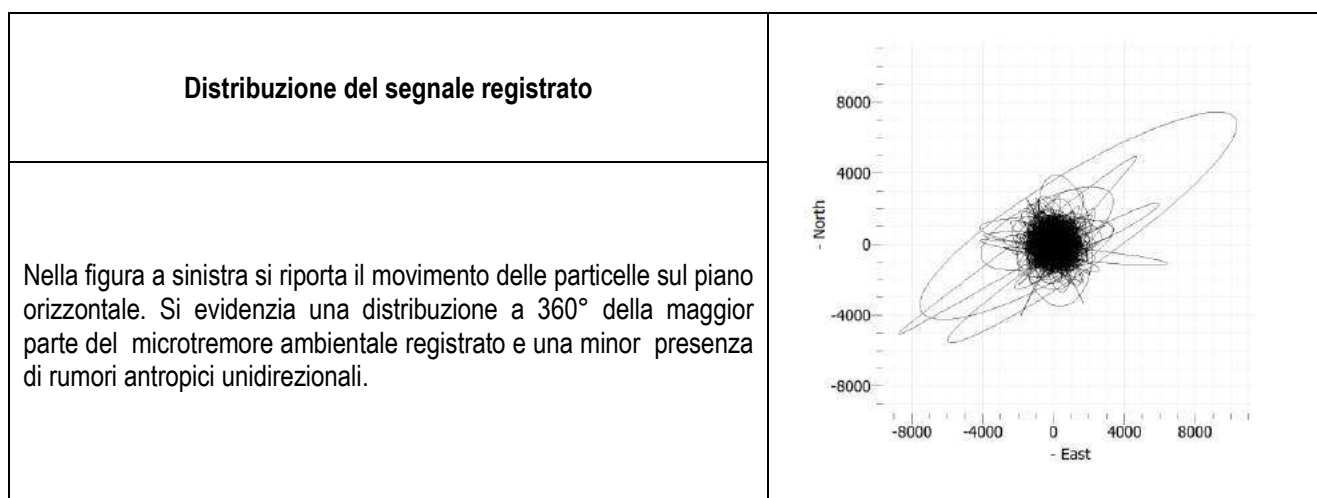
Indagine HVSr2

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

INDAGINE	HVSr1
Numero di tracce :	3
Durata registrazione:	1200 s
Frequenza di campionamento:	300 Hz
Banda di frequenza considerata	0,2 – 40 Hz
Numero campioni	300000
Direzioni tracce:	Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale



Traccia registrata (HVSr2)



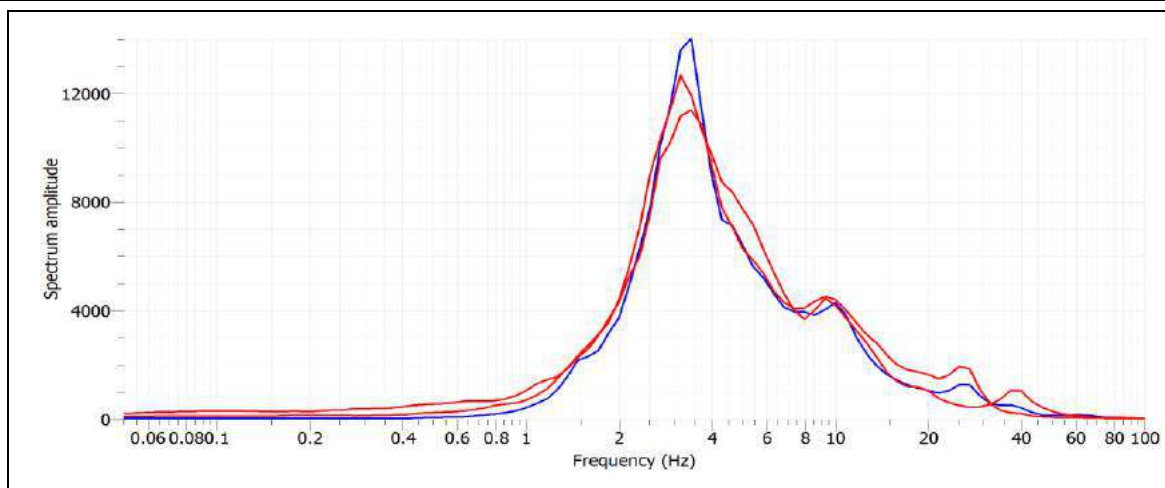


Fig. 1: Componenti spettri lisciati: in blu componente verticale in rosso orizzontali (HVS2)

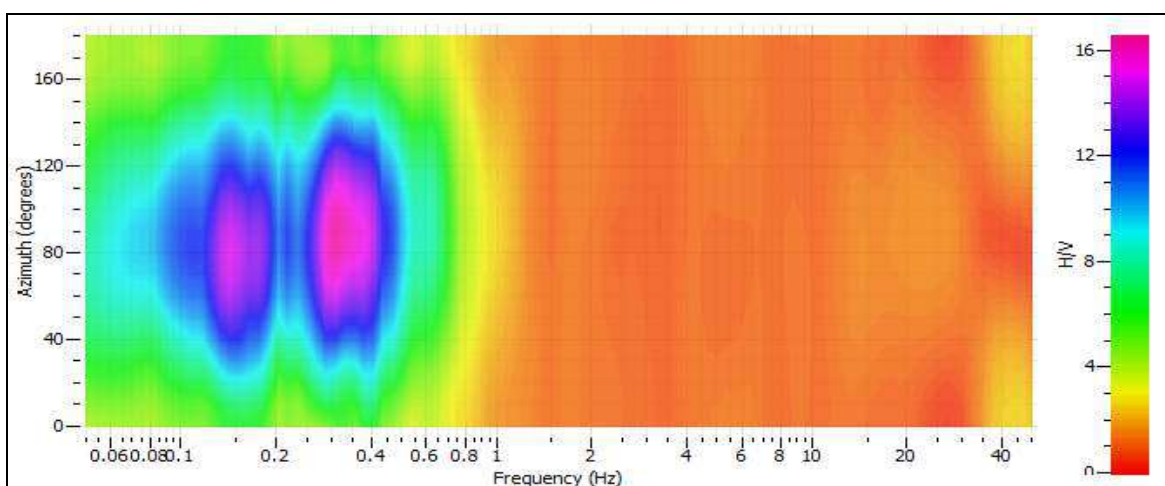


Fig. 2: Direzionalità rapporto H/V (HVS2)

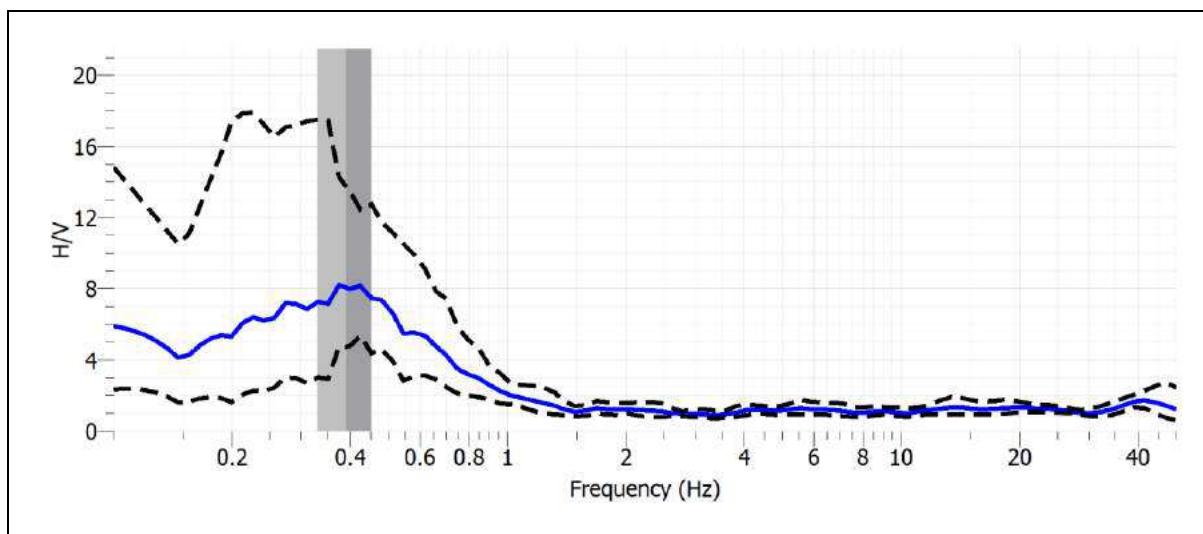


Fig. 3.: Rapporto spettri componenti orizzontali e verticali lisciati. In grigio in evidenza i picchi (HVS2)

Osservazioni

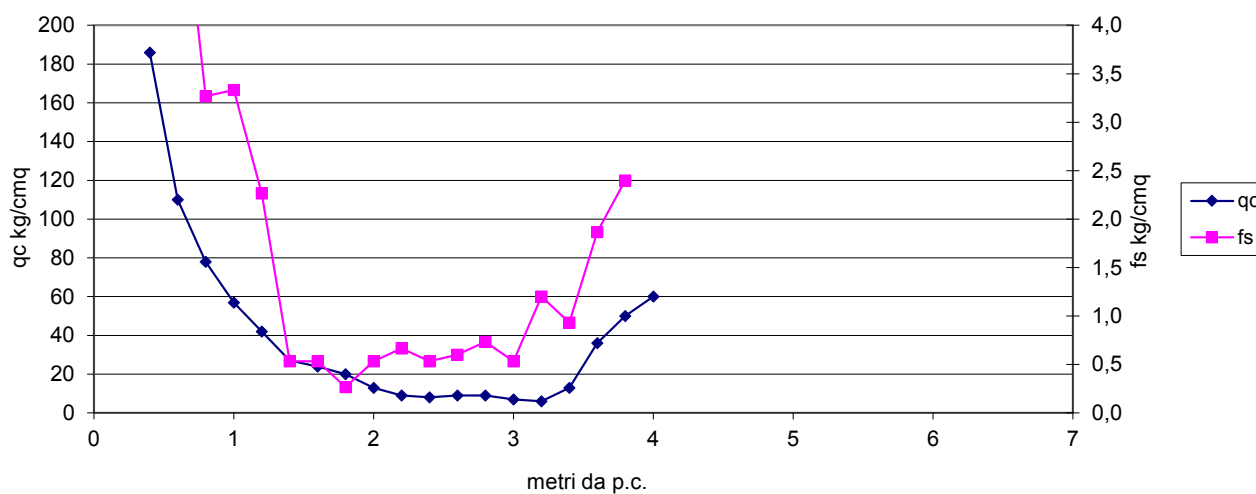
L'analisi del segnale è stata eseguita previa un filtraggio del segnale ed una opportuna eliminazione dei transienti più importanti.

Dall'analisi del rapporto degli spettri si evince, per il segnale di entrambe le stazioni, la presenza di un picco intorno ai 0.4 hz, di cui si riportano nella tabella a seguito i dati principali

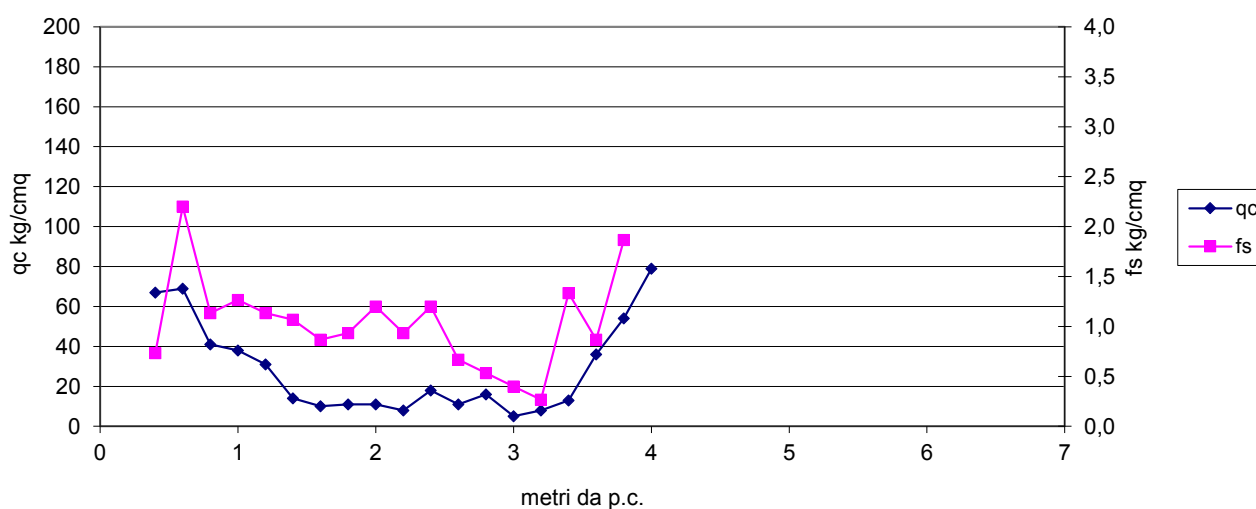
<i>Dati picco principale (H/V)</i>			
<i>stazione</i>	<i>Frequenza Fo</i>	<i>f stddev (Hz)</i>	<i>Ao</i>
<i>HVSR 1</i>	<i>0.46</i>	<i>±0.06</i>	<i>6.69</i>
<i>HVSR 2</i>	<i>0.39</i>	<i>±0.06</i>	<i>8.077</i>

Tale picco è dovuto ad un salto d'impedenza profondo e la relativa frequenza potrebbe essere la frequenza caratteristica di risonanza dei depositi sedimentari presenti in sito

Cpt 1

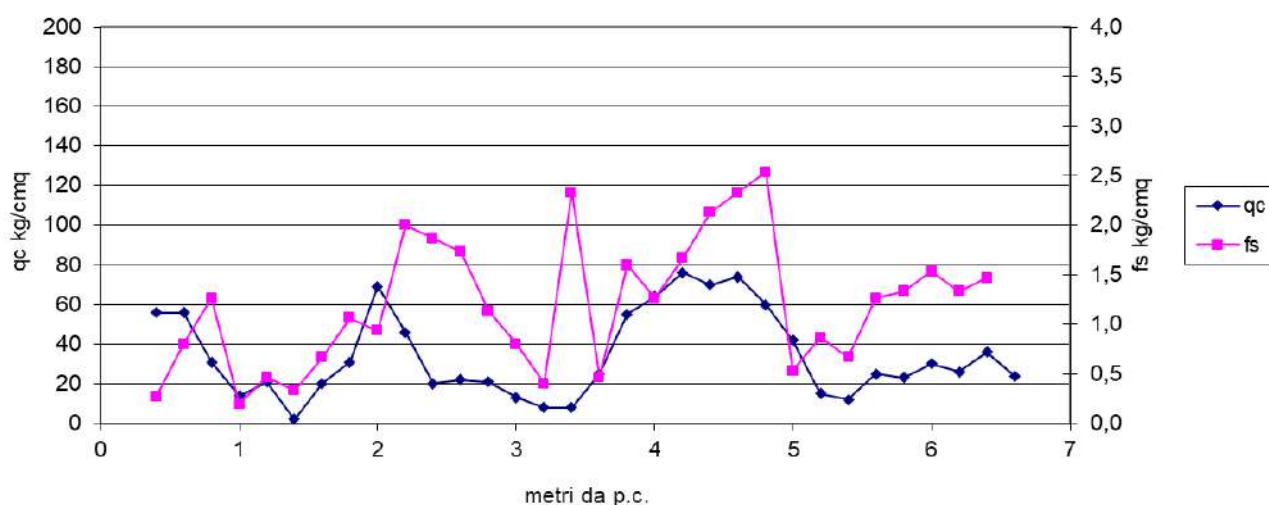


Cpt 2



RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Cpt 3



Cpt 4

