



Chiron Energy
SPV 10 S.r.l.
Via Bigli, 2 - 20121, Milano
P.IVA e C.F. 12032240967
REAMI - 2636075

CHIRON ENERGY SPV 10 S.r.l.

VIA BIGLI N. 2 - MILANO
C.F. e P.IVA 12032240967

Regione Veneto

Comune di Cona

Città Metropolitana di Venezia

VALUTAZIONE DI IMPATTO AMBIENTALE

Titolo:

Lotto di impianti di produzione di energia elettrica da fonte fotovoltaica
"CONA 1" - "CONA 2" - "CONA 3" - "CONA 4" - "CONA 5"

Strada Provinciale 8, snc

Oggetto:

RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

Num. Rif. Lista:

-

Codifica Elaborato:

R_GEO

Studio di progettazione:



Servizi Integrati Gestionali Ambientali scrl
Circonvallazione Piazza d'Armi, 130 48122
Ravenna (RA)
C.F. e P.IVA 01465700399

Progettista:

Dott. Geol. Michela Lavagnoli



Incarico professionale ricevuto dalla Chiron Energy Asset Management S.r.l., società facente parte del Gruppo Chiron Energy.

Cod. File:

R_GEO

Scala:

-

Formato:

-

Codice:

PD

Rev.:

00

Rev.	Data	Descrizione revisione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
0	09/2022	Prima emissione	Dott. Geol. M. Lavagnoli	Dott. Geol. M. Lavagnoli	Dott. Geol. M. Lavagnoli
1	DATA				
2	DATA				

INDICE

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	5
4	ASPETTI GEOLOGICI GENERALI	8
4.1	Assetto geomorfologico	8
4.2	Assetto geologico e litostratigrafico.....	11
4.3	Acque superficiali.....	13
4.4	Acque sotterranee.....	22
4.4.1	Assetto idrogeologico generale	22
5	DESCRIZIONE DELLE INDAGINI IN SITO.....	25
6	CARATTERIZZAZIONE FISICO E MECCANICA DEI TERRENI	28
6.1	Caratteristiche litologiche dei terreni	28
6.2	Modello geotecnico e valori caratteristici dei parametri geotecnici.....	30
7	SISMICA.....	33
7.1	Pericolosità sismica	33
7.2	Valutazione del potenziale di liquefazione dei terreni	37
8	PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI	39
10	CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI	42
11	CONSIDERAZIONI DI SINTESI.....	43

ALLEGATI

1 PREMESSA

Lo studio svolto è stato finalizzato al riconoscimento delle principali caratteristiche geologiche dei terreni presenti in corrispondenza dell'area di circa 28,6 ha, interessata dal progetto di un lotto di impianti di produzione di energia elettrica da fonte fotovoltaica della potenza nominale complessiva di 27.866,8 kW, ubicato nel comune di Cona (Venezia), Figura 1-1.

Le coordinate geografiche riferite al datum WGS84 del baricentro dell'area di realizzazione del campo fotovoltaico sono: Lat. 45,196039°, Long. 12,095548°.

L'area è compresa nelle sezioni 148140 e 169020 della Carta Tecnica Regionale (Figura 1-3). In Figura 1-2 viene riportata l'area di intervento sulla foto aerea tratta da Google Earth.

Per la modellazione dell'area è stata analizzata e utilizzata la cartografia pubblicata nel Geoportale della Regione Veneto, la documentazione contenuta negli elaborati del PTCP della _Città metropolitana di Venezia, la cartografia riportata nel Piano Gestione del Rischio Alluvioni dell'Autorità di bacino del Distretto delle Alpi Orientali. Inoltre, è stata presa in esame la cartografia del Consorzio di bonifica Adige Euganeo.

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica di dettaglio in corrispondenza dell'area di realizzazione del campo fotovoltaico sono state effettuate 7 prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTU), un'indagine sismica attiva (MASW) e un'indagine sismica passiva (HVSr). In corrispondenza dei fori, ottenuti mediante l'esecuzione delle prove, è stato rilevato il livello di profondità della falda dal piano di campagna.

Sulla base delle informazioni raccolte è stata ricostruita la stratigrafia del sottosuolo ed individuato un modello geologico-geotecnico dei terreni. Facendo riferimento alla normativa sismica vigente e alla DGR. N. 244 del 9 marzo 2021, in base alla quale il territorio di Cona è stato inserito all'interno della zona 3, è stata effettuata la caratterizzazione della pericolosità sismica di base dell'area.

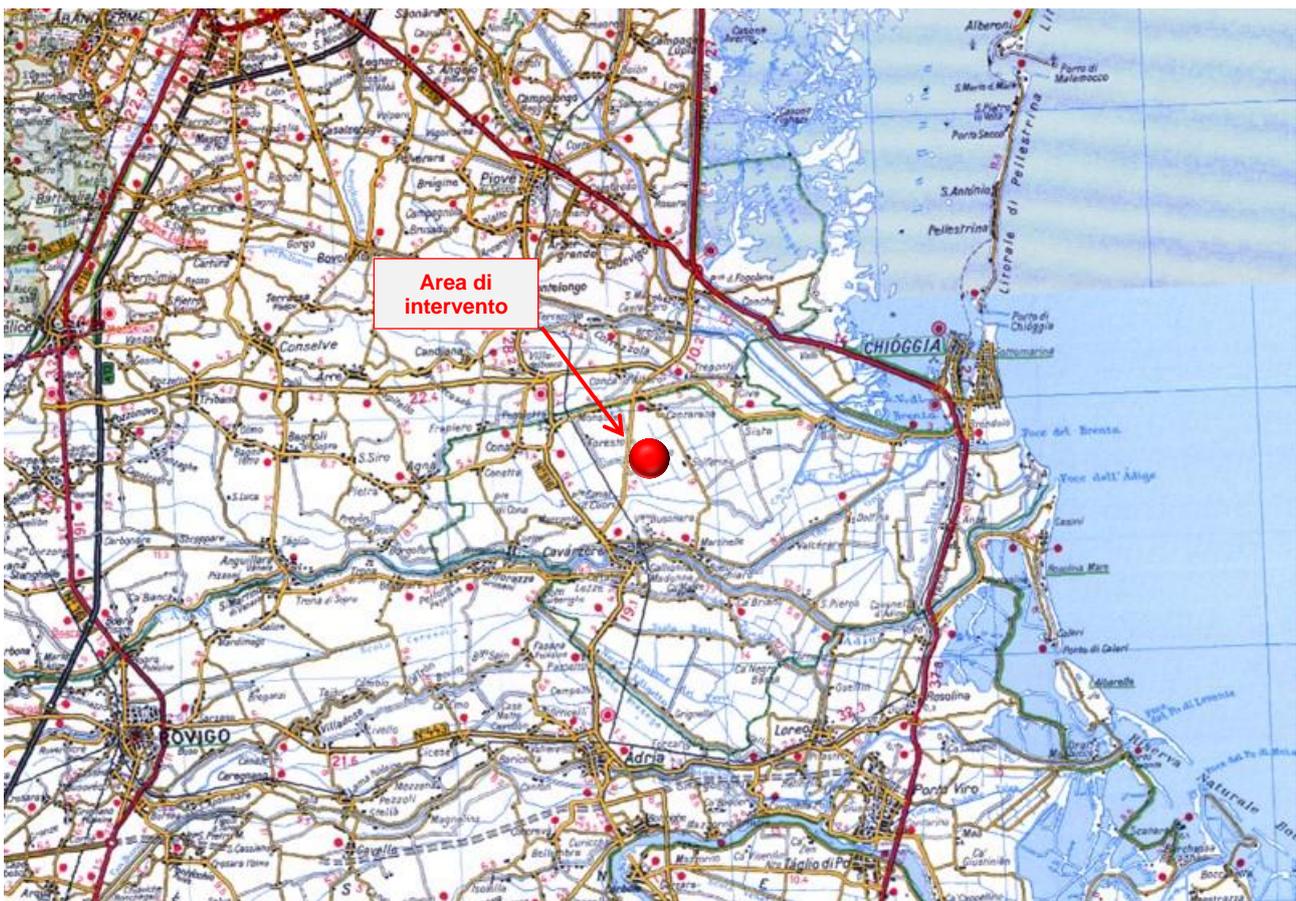


Figura 1-1 - Ubicazione area di intervento



Figura 1-2 – Dettaglio foto aerea dell'area recintata del campo fotovoltaico (tratto rosso) e dell'elettrodotto (tratto blu)



Figura 1-3 - Ubicazione area di intervento su base CTR, sezioni 148140 e 169020



Figura 1-4 – Panoramica area nord



Figura 1-5 – Panoramica area sud

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La presente relazione è stata redatta in riferimento alla sottoelencata normativa.

Decreto ministeriale 17/01/2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». (Nel testo citato come NTC 18).

Circolare applicativa NTC2018 – Circolare Esplicativa con le Istruzioni alle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Consiglio Superiore dei lavori pubblici – Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27/07/2007

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20/03/2003 n. 3274 - “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.

Decreto Presidente Repubblica n. 380 del 6 giugno 2001 - Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

All'interno dell'impianto fotovoltaico è in progetto la realizzazione delle strutture sotto riportate per le quali è previsto il ricorso a fondazioni di tipo superficiale a platea. Si tratta di n. 9 Cabinet inverter, n. 5 cabine utente, n. 9 cabine aux e n. 2 cabine di consegna la cui ubicazione è riportata in Figura 3-1.

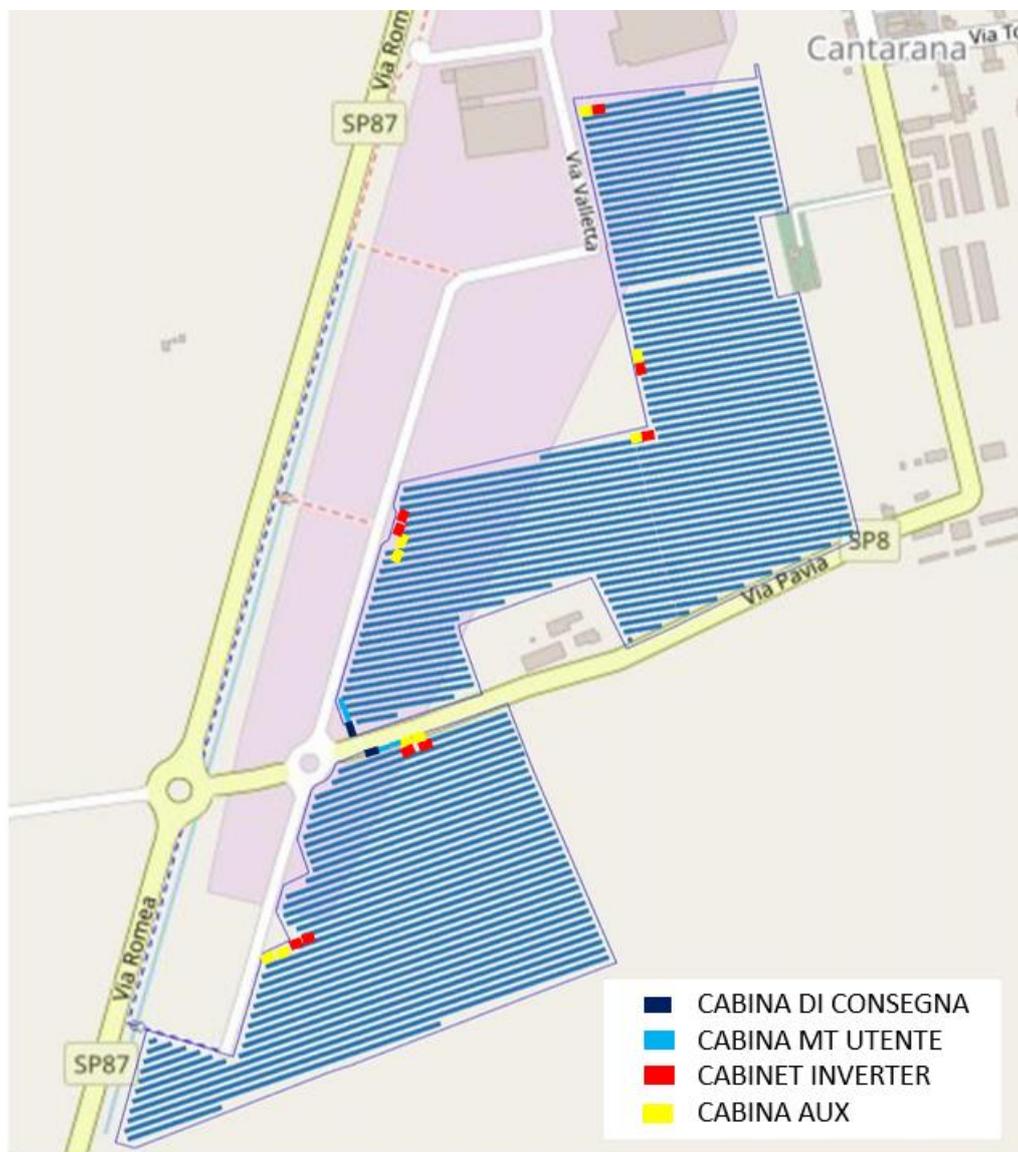


Figura 3-1 - Ubicazione del campo fotovoltaico in progetto

I cabinet inverter sono posizionati all'interno di container marittimi standard, scelta che semplifica le attività di trasporto, installazione, messa in servizio e le future opere di dismissione dell'impianto.

Le cabine utente avranno una struttura monoblocco costruita ed assemblata direttamente nello stabilimento di produzione. Questo permetterà di limitare le operazioni di posa e ridurre i tempi di manodopera in cantiere. Anche le cabine aux a servizio dell'impianto avranno una struttura monoblocco costruita e assemblata direttamente nello stabilimento di produzione.

Le cabine di consegna saranno del tipo modulare a pannelli componibili e il montaggio delle cabine avverrà direttamente in cantiere. Per i dettagli si rimanda alla relazione tecnica e ai relativi elaborati grafici di progetto. Le dimensioni delle strutture sono riportate nella tabella seguente.

Edificio / struttura fondazione	Larghezza B (m)	Lunghezza L (m)	Profondità piano di posa (m)
Cabinet inverter	2,44	6,06	0,5
Cabine utente	2,5	6,5	0,7

Cabine aux	2,5	6,5	0,7
Cabina di consegna CHIRON FTV	2,48	10,53	1,0
Cabina di consegna PAVIA	2,48	8,53	1,0

Tabella 3-1 Dimensioni in pianta delle strutture di fondazione

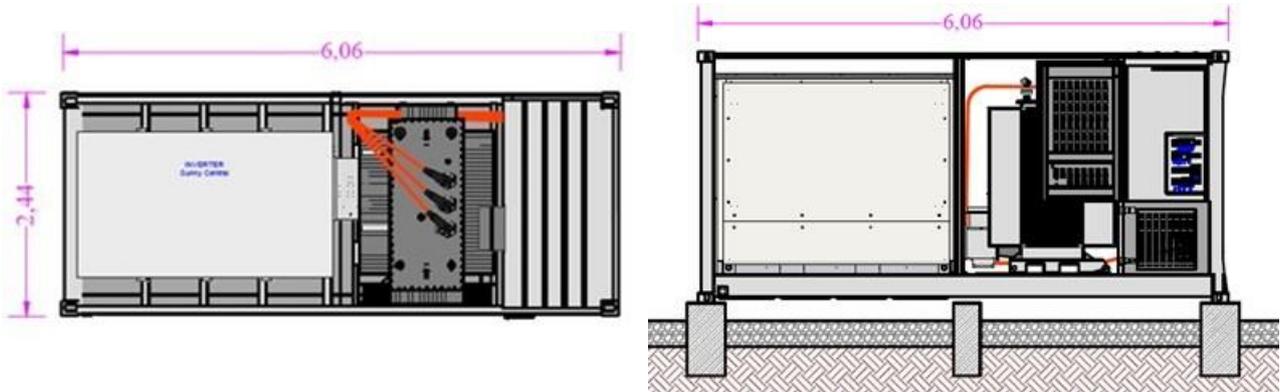


Figura 3-2 – Pianta e profilo dei Cabinet Inverter

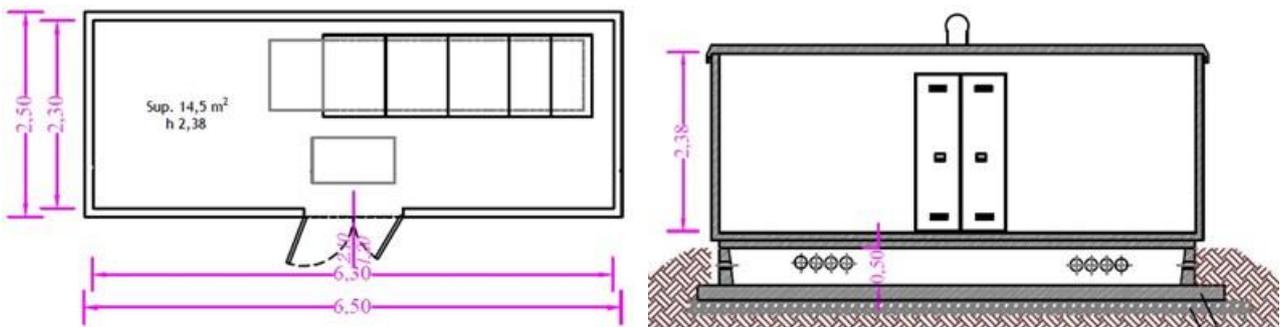


Figura 3-3 – Pianta e profilo delle cabine MT utente 1-2-3-4-5 e cabine aux

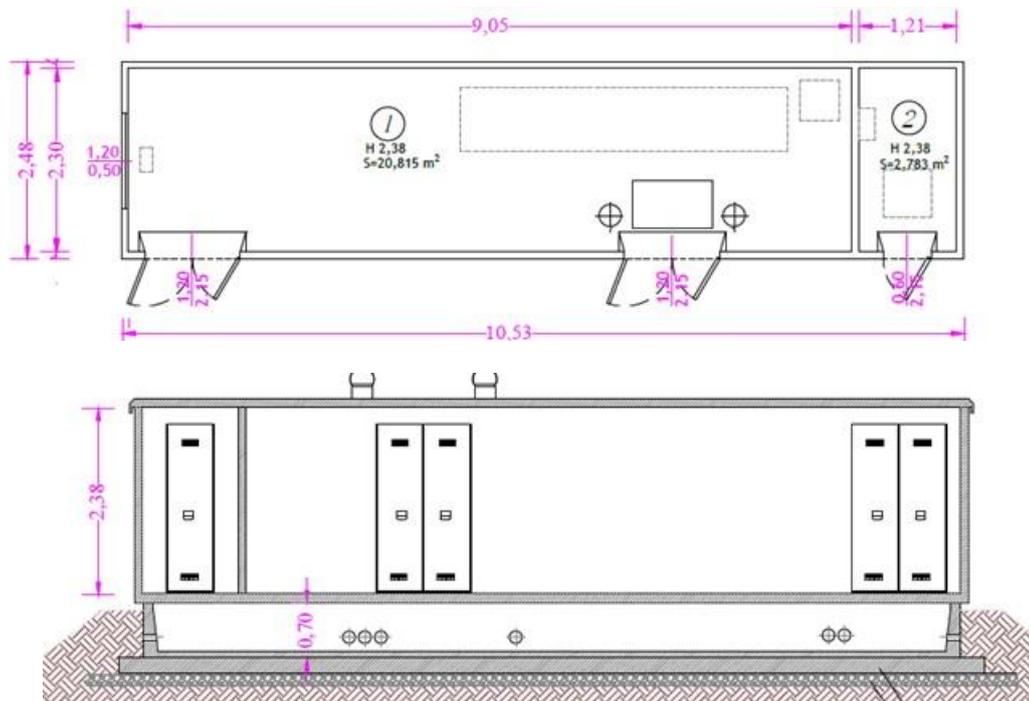


Figura 3-4 – Pianta e profilo della cabina di consegna CHIRON FTV

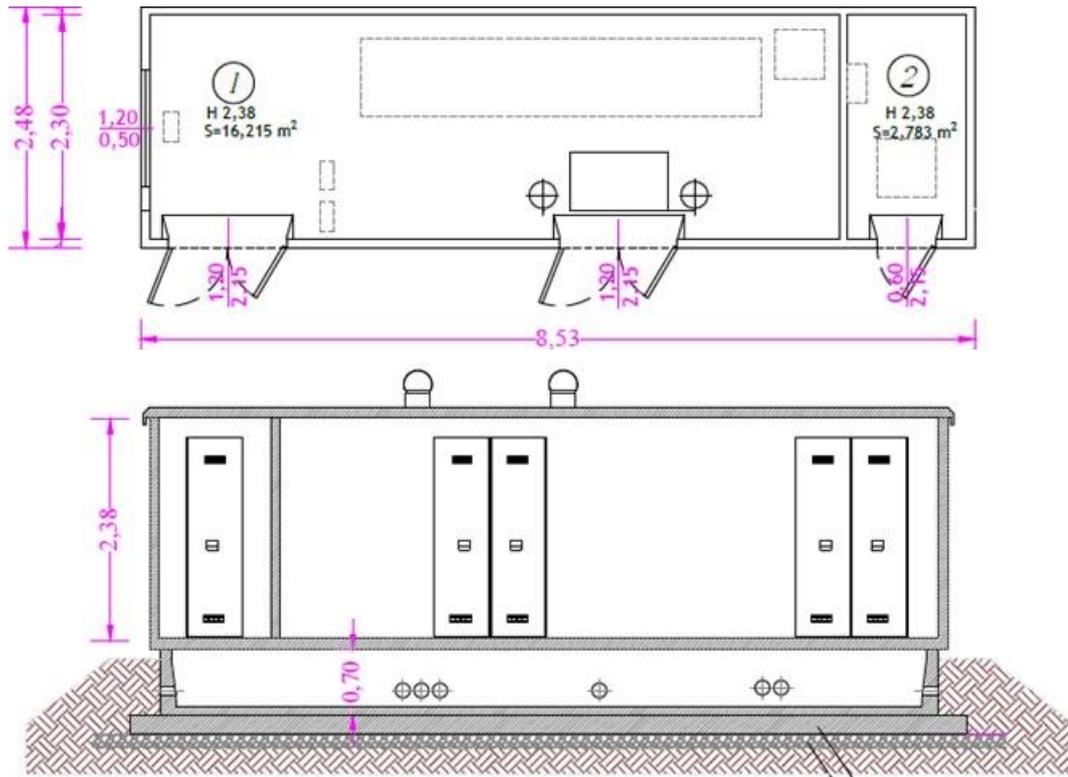


Figura 3-5 – Pianta e profilo della Cabina di consegna PAVIA

4 ASPETTI GEOLOGICI GENERALI

4.1 Assetto geomorfologico

Il tratto di pianura ad ovest dalla 'conterminazione lagunare' rappresenta la porzione terminale del sistema deposizionale olocenico del Brenta. Esso confina a nord con il sistema tardo-pleistocenico del Brenta ed a sud con quello olocenico dell'Adige. L'attività morfogenetica del Bacchiglione è costretta all'interno dell'ampio avvallamento creatosi dalla giustapposizione del sistema del Brenta con quello dell'Adige e quindi apparentemente limitata all'intorno delle direttrici di deflusso attuali e subattuali (Figura 4-1).

Nell'area si osserva una grande abbondanza di tracce di origine fluviale e l'assenza di elementi relitti del sistema lagunare, nonostante ampi tratti di pianura posti a ridosso della laguna si trovino attualmente sotto al livello marino e siano mantenuti asciutti solo grazie all'opera di bonifica con scolo meccanico delle acque. (Figura 4-2).

Questo assetto geomorfologico è spiegabile considerando che circa 5 secoli fa la posizione del margine interno lagunare era spostata verso mare di alcuni chilometri.

La pianura alluvionale che si estendeva su gran parte della laguna meridionale è stata dunque invasa dalle acque salmastre in età rinascimentale e moderna. A partire dal 1610 i Veneziani intrapresero la costruzione della 'conterminazione lagunare', un'arginatura del margine interno lagunare che fu terminata nel 1791 e che tuttora separa nettamente la laguna dalla terraferma. Gli argini hanno difeso l'attuale terraferma dall'ingressione marina degli ultimi secoli, impedendo il sovrapporsi di forme lagunari sul substrato alluvionale.

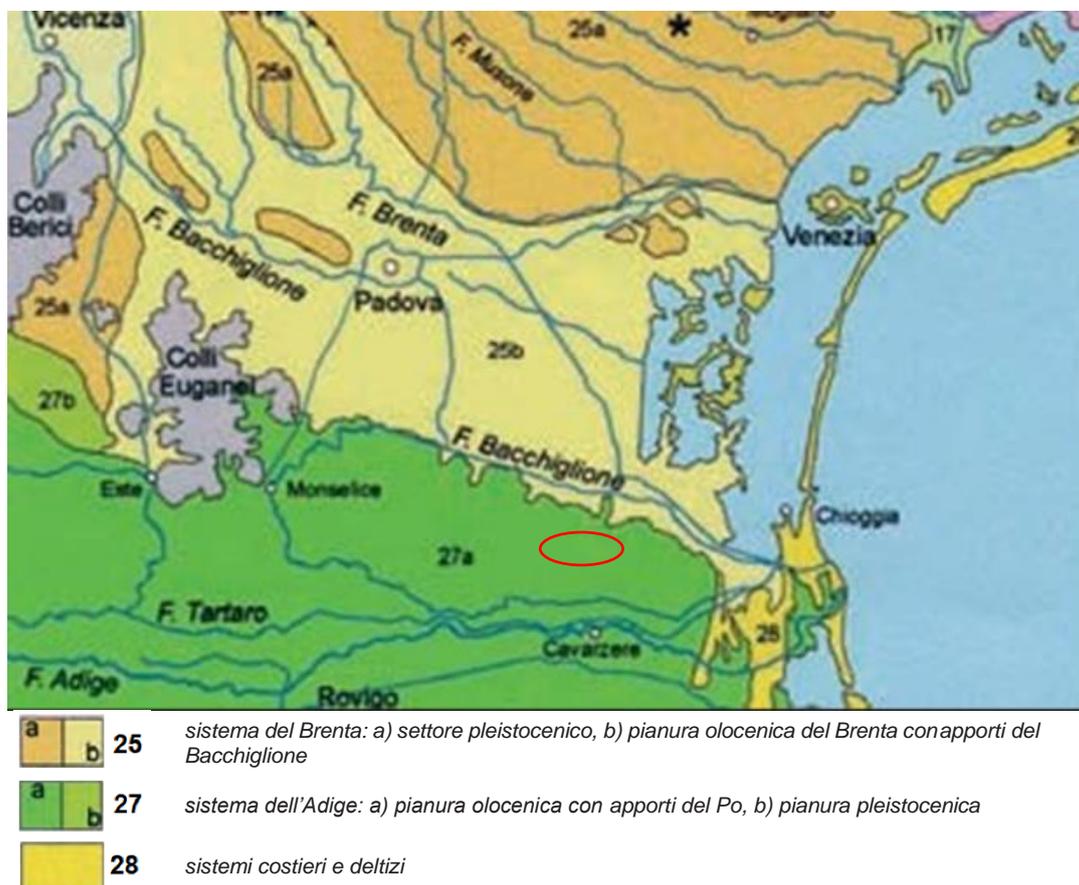


Figura 4-1 – Schema dei sistemi deposizionali della pianura veneto-friulana (Fonte: APAT, Note illustrative della Carta Geologica di Italia alla scala 1:50.000, foglio 148-149, Chioggia-Malamocco)

Dal punto di vista altimetrico il territorio presenta ad ovest dell'area di intervento un profilo piatto, prossimo allo 0 altimetrico. Ad est sono presenti alcune depressioni molto estese con quote di circa -2,5 m slm in cui i suoli presentano una maggior concentrazione di materia organica. I lembi più elevati rappresentano antichi dossi fluviali oggi abbandonati dai corsi d'acqua minori.

In riferimento all'area ove verrà realizzato il campo fotovoltaico essa risulta pianeggiante con quote comprese tra circa -0,2÷-0,7 m slm nella porzione a Sud della Strada Provinciale n. 8 mentre nella porzione a Nord le quote sono leggermente più depresse, comprese tra -1,2 e -0,5 m slm (Figura 4-3).

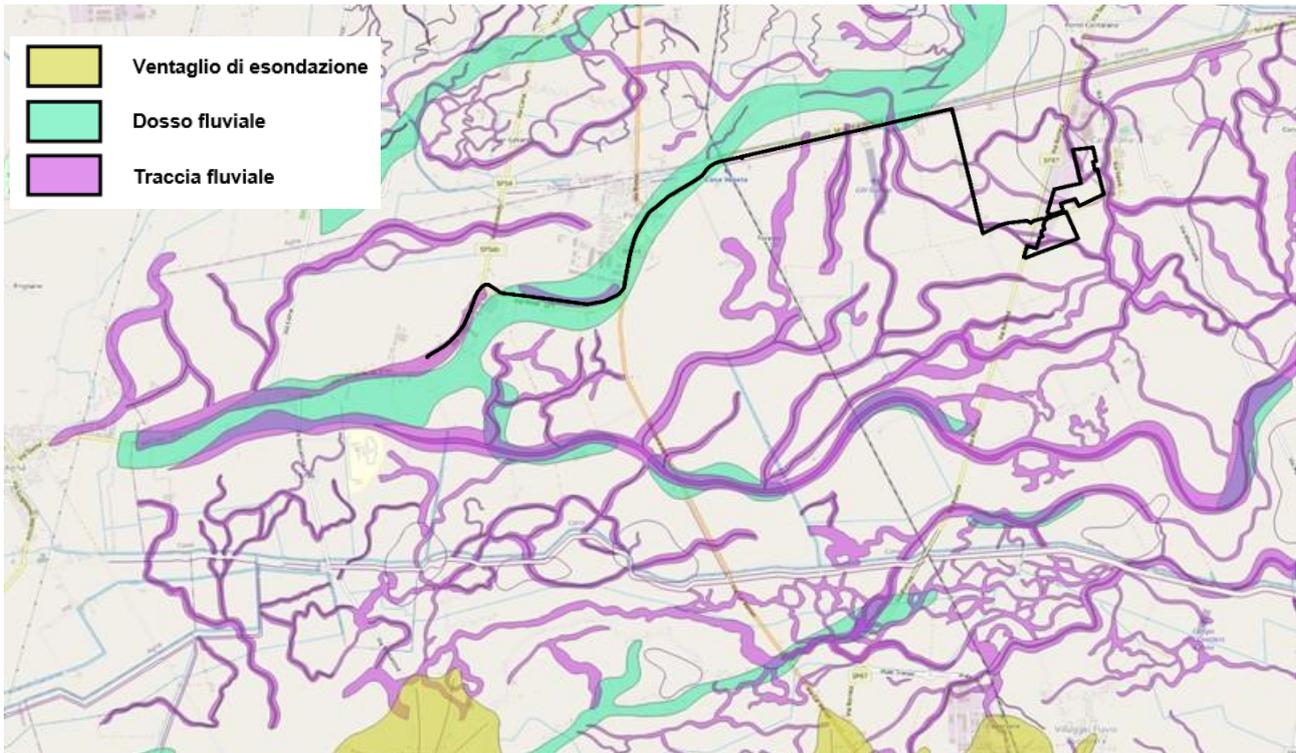


Figura 4-2 – Elementi geomorfologici (Fonte: shape file del Quadro conoscitivo del PTCM di Venezia)

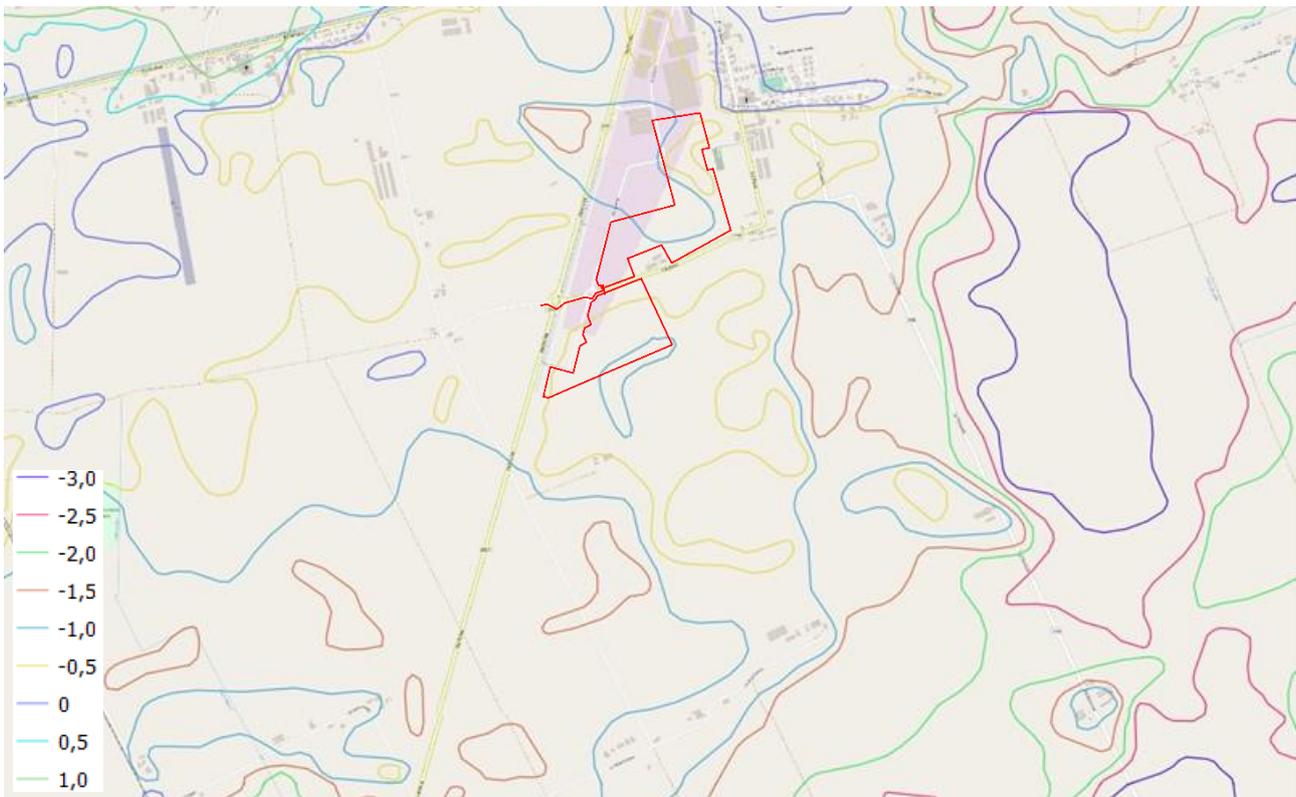


Figura 4-3 – Microrilievo dell'area di intervento (Fonte: Geoportale Regione Veneto)



Figura 4-4 – panoramica delle aree di intervento

Un elemento caratterizzante l'attuale assetto geomorfologico è rappresentato dalla subsidenza: il graduale abbassamento del suolo trae origine da cause naturali insite nel territorio, quali, principalmente, la tettonica, che coinvolge i sedimenti profondi della pianura, ed il costipamento dei terreni ad opera del carico litostatico; a queste si sommano altre cause legate all'attività dell'uomo, soprattutto in riferimento all'estrazione di fluidi dal sottosuolo. Tra questi, lo sfruttamento delle acque sotterranee è senz'altro uno degli agenti più significativi. Gli studi effettuati sull'evoluzione del fenomeno mostrano chiaramente la correlazione fra interventi dell'uomo e cambiamenti nelle tendenze della subsidenza.

Nello studio *La subsidenza della pianura costiera veneta*, (L. Carbonin et al., 2006)¹, che ha approfondito le conoscenze sulle cause naturali e antropiche responsabili del processo di abbassamento del suolo, la subsidenza naturale è stata quantificata con il tasso medio di lungo periodo, calcolato sull'intera serie quaternaria, di poco inferiore a 0,5 mm/anno, principalmente ascrivibile all'attività tettonica regionale, mentre il tasso medio di breve periodo stimato in circa 1,3 mm/a per gli ultimi 40.000 anni, imputabile alla consolidazione naturale dei sedimenti di apporto recente. Negli ultimi secoli il valore della consolidazione naturale veneziana è sensibilmente diminuito fino a raggiungere il valore $\leq 0,5$ mm/anno.

Il bacino scolante meridionale è inoltre interessato da una la subsidenza geochimica la cui causa principale è da attribuirsi alla perdita di massa per ossidazione che avviene in corrispondenza delle aree bonificate ad uso agricolo in presenza di terreni torbosi superficiali. In queste zone, dove vaste zone si trovano a quote decisamente inferiori al lsm., fino a -4 m, solo per gli ultimi 70 anni è avvenuta una subsidenza superiore a 1 m. Anche la contaminazione salina dei suoli, molto estesa in quest'area, è causa di compattazione geochimica dei terreni limo-argillosi.

In Figura 4-5 è riportato l'andamento della velocità della subsidenza da cui è osservabile che l'area ove verrà realizzato l'impianto fotovoltaico è interessata da una velocità di abbassamento del suolo compresa tra 0,5 e 1 mm. In riferimento alla rilevanza del fenomeno l'area di intervento ricade in un'area a rilevanza minima.

¹ Carbognin, L., Rizzetto, F., Teatini, P., Tosi, L., Strozzi, T. 2006. La subsidenza della pianura costiera veneta. Indagini e Risultati recenti. In: Problemi di Geingegneria: estrazioni di fluidi e subsidenza. Geofluid, Piacenza, 7 ottobre 2006, CD-ROM

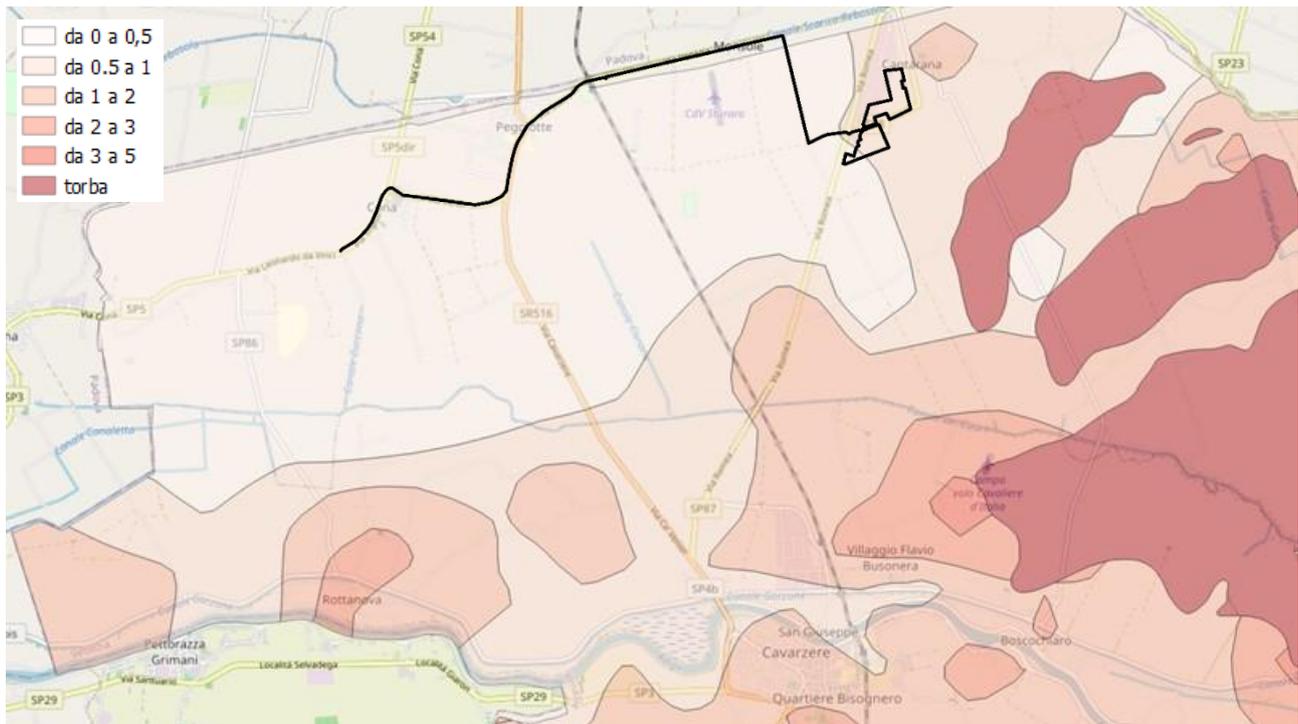


Figura 4-5 – Velocità della subsidenza (Fonte: shape file del Quadro conoscitivo del PTCP di Venezia)

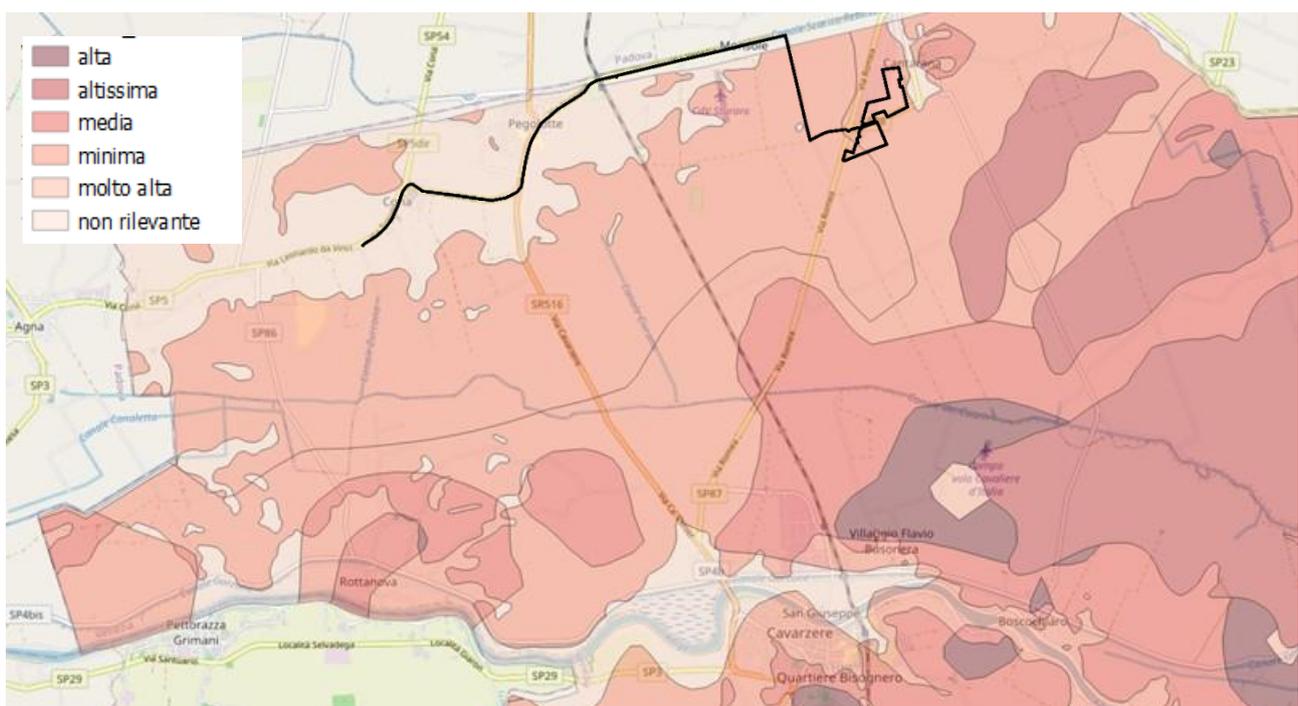


Figura 4-6 – Rilevanza del fenomeno della subsidenza (Fonte: shape file del Quadro conoscitivo del PTCP di Venezia)

4.2 Assetto geologico e litostratigrafico

La Pianura Padana è un bacino sedimentario localizzato sul depocentro posto tra le falde sud-vergenti delle alpi meridionali e i thrust nord-vergenti dell'Appennino settentrionale (Valloni e Calda, 2007). La gran parte dei cicli sedimentari presenti si sono depositi durante un periodo che comprende Oligocene e Miocene, a causa di una marcata accentuazione della subsidenza. In questo periodo la sedimentazione era prevalentemente di tipo marino, all'interno di un golfo che andava ad appoggiarsi su di un substrato con caratteristiche molto variabili, frutto della movimentata storia geologica precedente.

L'area veneziana è situata al centro dell'avampaese neogenico-quadernario condiviso fra la catena appenninica settentrionale NE-vergente e la catena sudalpina orientale S-vergente. Tale avampaese, in un contesto regionale più ampio, è situato all'estremità nord-orientale della microplacca adriatica, che anche nel sottosuolo dell'area circumveneziana e del suo *offshore* ha registrato una lunga successione di eventi sedimentari, magmatici e tettonici, messi in evidenza dai numerosi studi effettuati nella seconda metà del '900, soprattutto per la ricerca di idrocarburi.

Durante il Miocene superiore si assiste al progressivo prosciugamento del Paleomediterraneo, evento noto come "crisi del Messiniano" dovuto alla chiusura dello Stretto di Gibilterra, che portò al quasi totale essiccamento del Mediterraneo ed a una crisi di salinità riscontrabile in tutto il suo bacino.

Nella pianura l'abbassamento del livello marino (che portò la paleolinea di costa adriatica al di sotto dell'attuale delta del Po) ne causò la sua emersione, favorendo lo sviluppo di un ramificato sistema fluviale, con la conseguente fase erosiva. In questo periodo l'area diviene caratterizzata da una successione di laghi poco profondi ipersalini e di paludi e acquitrini salmastri separati dal resto del mare interno.

Nella parte emersa della pianura le fasi di mare basso causarono imponenti fenomeni di erosione fluviale, che contribuirono all'escavazione dei solchi vallivi principali, ben al di sotto del livello marino attuale. La crisi di salinità termina bruscamente a causa del ripristino della via di collegamento con l'Atlantico, probabilmente dovuto al concorrere di movimenti tettonici e al sollevamento del livello degli oceani, questo fa sì che nel bacino padano, per tutto il Pliocene, si verifichi una sedimentazione di tipo marino profondo, esteso a quasi tutte le zone, con l'eccezione di piccole aree localizzate di alto strutturale.

Nel corso del Pleistocene medio-superiore, il modellamento della Pianura Padana si verifica con tipologia continentale, tramite processi prevalentemente fluviali; ciò avviene mentre si alternano numerosi cicli di sommersione ed emersione provocati dalle fluttuazioni eustatiche del livello marino, connesse alle variazioni climatiche. Ad ogni glaciazione, infatti, il livello del mare si abbassava (regressione) ed emergevano vaste pianure costiere destinate a venire nuovamente sommerse durante le fasi interglaciali, quando il livello del mare tornava ad alzarsi (trasgressione) e le grandi quantità di sedimenti trasportati dai fiumi colmavano le fasce marine litoranee, determinando un progressivo avanzamento della linea di costa (Ferrari, 1996).

La massima espansione glaciale (würmiana) si ha circa 18.000 anni fa: il livello marino scende di circa 100 metri al di sotto dell'attuale e la linea di costa avanza sino all'altezza di Ancona. Il Mare Adriatico è molto ridotto rispetto a quello odierno, e la "paleopianura" Padana viene solcata da fiumi che discendono dalle Alpi e dagli Appennini, soggetti nel tempo a diversi regimi in dipendenza delle variazioni climatiche. A partire da questo periodo la situazione morfologica si stabilizza per vari millenni, durante i quali i terreni emersi e soprattutto le più recenti alluvioni sono sottoposti ad un prolungato essiccamento e consolidamento.

L'Olocene ha inizio dopo la fine dell'ultima glaciazione, circa 10.000 anni fa. Al progressivo aumento della temperatura i ghiacciai iniziano a sciogliersi alimentando il mare che via via invade regioni fino ad allora emerse. Ha inizio la grande trasgressione marina Flandriana o Versiliana avvenuta circa 6.000 anni fa, che ha portato alla progressiva sommersione della Pianura Alto Adriatica Wurmiana.

Durante il graduale aumento del livello marino le condizioni ambientali a monte della linea di costa cambiano: zone prima lontane dal mare e sottoposte a condizioni continentali si trasformano in paludi e torbiere, infine vengono ricoperte dal mare. Intanto le correnti fluvioglaciali scendono a rimaneggiare gli enormi depositi morenici abbandonati colmando le bassure di escavazione glaciale (sovralluvionamento delle valli glaciali). Tale alluvionamento impedisce che la linea di costa flandriana ritorni sulle posizioni occupate nelle precedenti trasgressioni: permettendo l'emersione permanente di quella fascia della bassa pianura. Con il successivo ritiro del livello marino l'area vasta diventa un ambiente di deposizione fluviale composto da dossi rilevati, piane fluviali intermedie e zone acquitrinose o di palude.

Il graduale ritiro del mare ha favorito il formarsi di una serie di cordoni dunosi allungati parallelamente alla linea di riva di età via via più recente da Ovest verso Est.

L'area di intervento è ubicata nella parte terminale della pianura alluvionale padana, nello specifico la pianura olocenica dell'Adige con apporti del fiume Po, derivata dai progressivi depositi di sedimenti trasportati dai corsi d'acqua durante le loro divagazioni all'interno della pianura in formazione.

In Figura 4-7 è riportato l'assetto litologico dell'area di intervento tratto dal geoportale della Regione Veneto dalla quale si evince che l'area è caratterizzata dalla presenza di sedimenti di natura alluvionale prevalentemente sabbiosa.

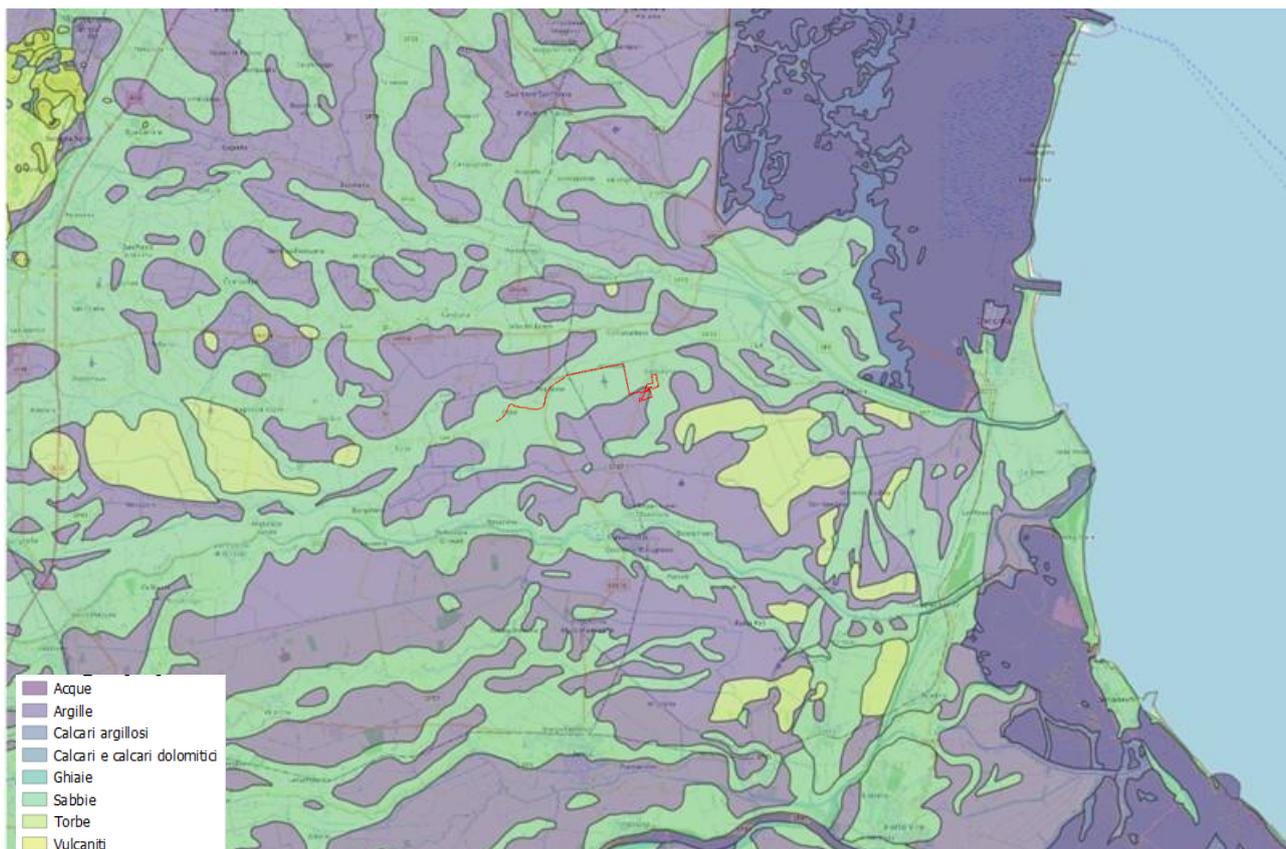


Figura 4-7 – Litologia dell’area di intervento (Fonte: <https://idt2.regione.veneto.it/idt/webgis/>)

4.3 Acque superficiali

L’area di intervento ricade all’interno del Bacino Scolante della Laguna di Venezia, che costituisce un complesso sistema territoriale che recapita le proprie acque nella Laguna di Venezia. Esso occupa la totalità dei suoli attraversati da una fitta rete di corsi d’acqua, naturali e artificiali, che convogliano le acque dolci sia fluviali che piovane in laguna. Il bacino è delimitato a sud dal fiume Gorzone, ad ovest dalla linea dei colli Euganei e delle Prealpi Asolane e a nord dal fiume Sile, (Figura 4-8 e Figura 4-9).

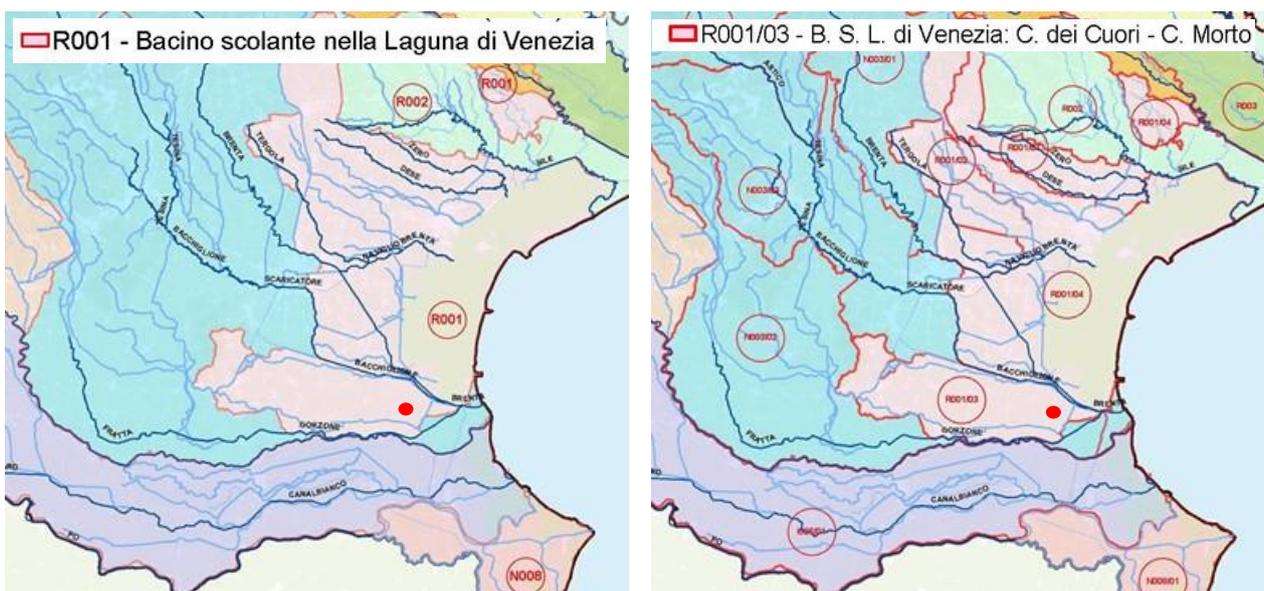


Figura 4-8 – Bacino Scolante della Laguna di Venezia e del sottobacino del Canale dei Cuori – Canale Morto (https://www.arpa.veneto.it/temi-ambientali/acqua/file-e-allegati/Corpi_Idrici_Significativi.pdf)

Il Bacino Scolante della Laguna di Venezia è diviso in sottobacini e l'area di intervento rientra nel sottobacino del Canale dei Cuori – Canale Morto.

La rete idrografica del sottobacino Canale dei Cuori scorre in direzione Ovest-Est ed è costituita da una serie di canali secondari che si immettono nei due canali principali: la Fossa Monselesana e Canale dei Cuori. La fossa Monselesana drena un'ampia zona della bassa padovana. Nasce non lontano da Este, e ed inizia ad avere una consistente portata all'altezza di Pozzonovo, dove vi confluiscono numerosi scoli. Continua poi il suo percorso nei comuni di Tribano, di Bagnoli e di Agna dove si immette nel Canale dei Cuori.

Il C. dei Cuori scorre a circa 2,7 km a sud dell'area con direzione W-E, raccogliendo le acque di vari sottobacini a scolo meccanico, quindi piega verso nord-est pervenendo infine all'idrovora Ca' Bianca (idrovora con portata massima di circa 45 m³/s) e pervenendo nel Canal Morto in corrispondenza della botte a sifone delle Trezze. A nord dell'area è presente lo scolo Rebosola che nasce alla confluenza del canale Beolo con lo scolo Agna e segna il confine tra la provincia di Padova e quella di Venezia. Il canale è caratterizzato da una discreta portata d'acqua e viene utilizzato principalmente a scopo irriguo. Nel suo percorso riceve gli apporti di numerosi piccoli scoli agricoli e dopo un percorso di circa 15 km si immette nello scolo Barbegara.

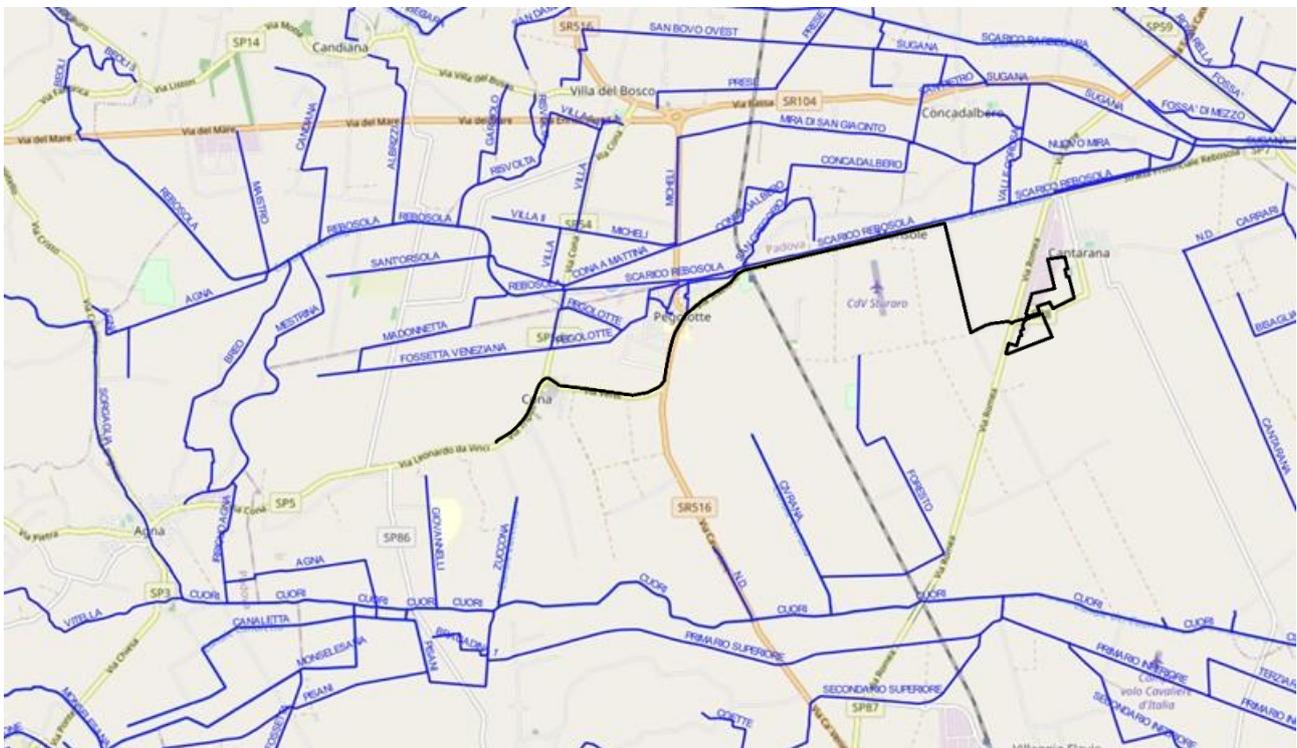


Figura 4-9 – Idrografia dell'area di intervento



Canale dei cuori



Scolo Rebosola

Per una valutazione della pericolosità idraulica delle aree di intervento si può fare riferimento al Piano Gestione del Rischio Alluvioni 2015-2021 dell'Autorità di bacino del Distretto delle Alpi Orientali. La cartografia elaborata prevede tre scenari di allagabilità (frequente = TR 30 anni; medio = TR 100 anni; raro = TR 300 anni) relativamente alle altezze idriche nelle aree potenzialmente allagabili ed alla conseguente classificazione del rischio totale.

Nelle figure sottostanti sono riportati gli stralci delle carte di pericolosità idraulica nelle aree di intervento. L'area dove verrà realizzato il campo fotovoltaico non rientra nelle aree allagabili in nessuno dei tre scenari considerato, (Figura 4-10÷Figura 4-15).

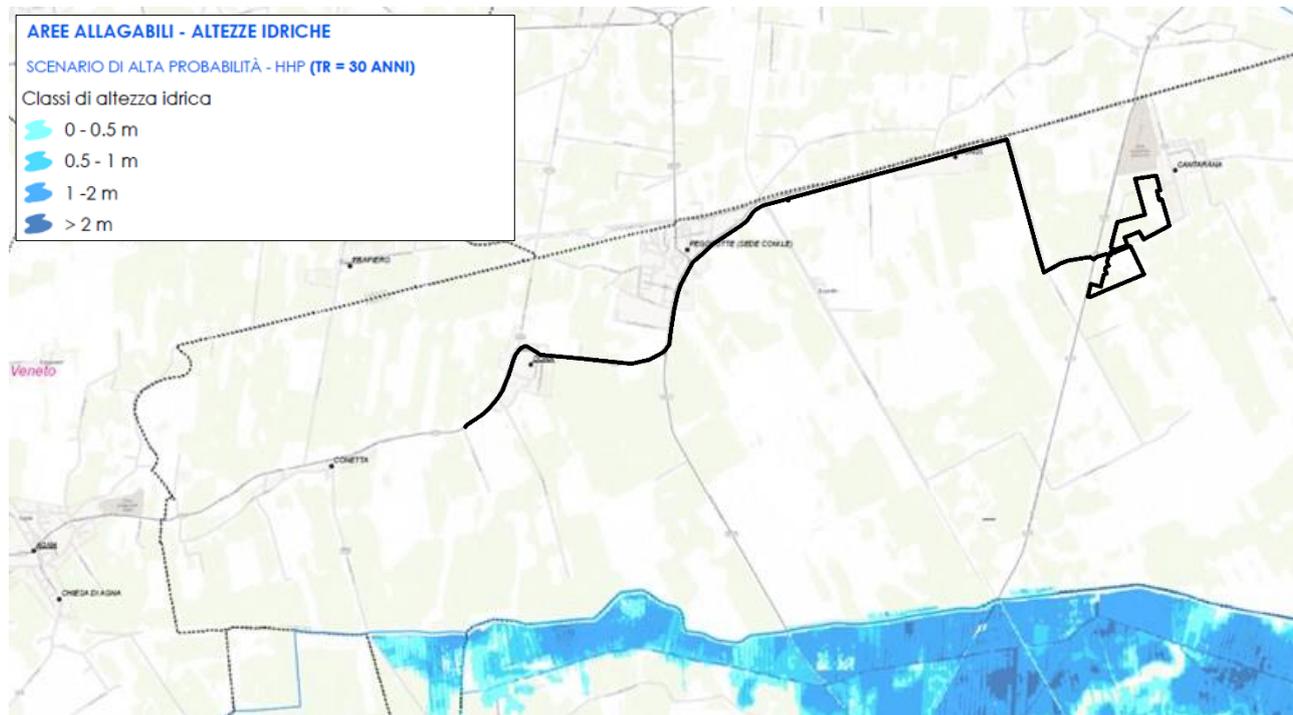


Figura 4-10 – Aree allagabili scenario di alta probabilità (TR=30 anni). (Fonte PGRA 2015-2021)

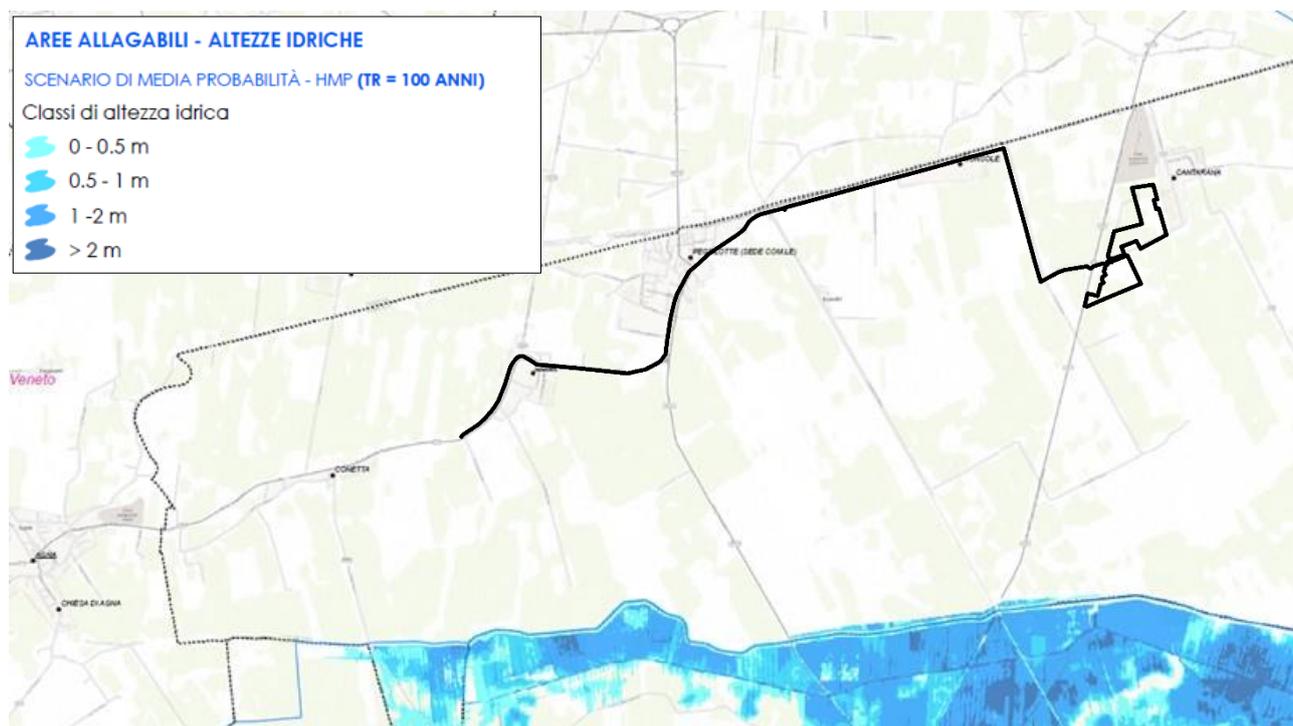


Figura 4-11 – Aree allagabili scenario di media probabilità (TR=100 anni). (Fonte PGRA 2015-2021)

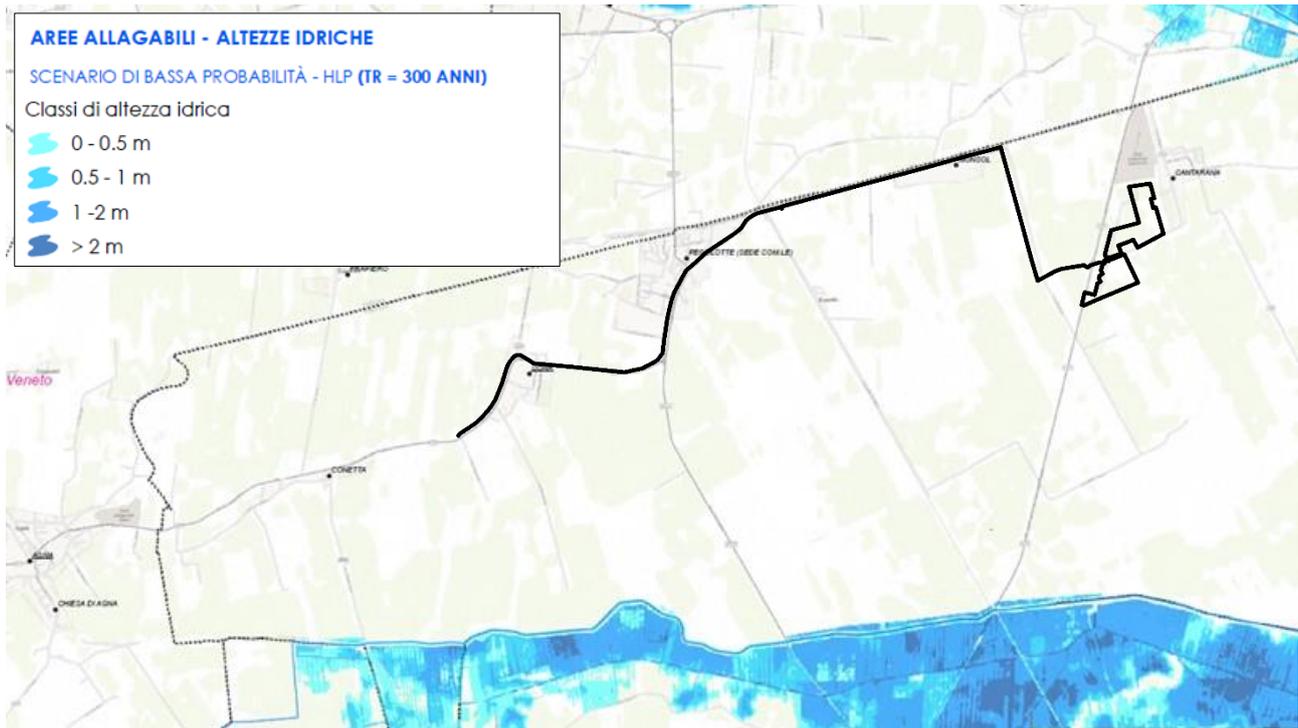


Figura 4-12 – Aree allagabili scenario di bassa probabilità (TR=300 anni). (Fonte PGRA 2015-2021)

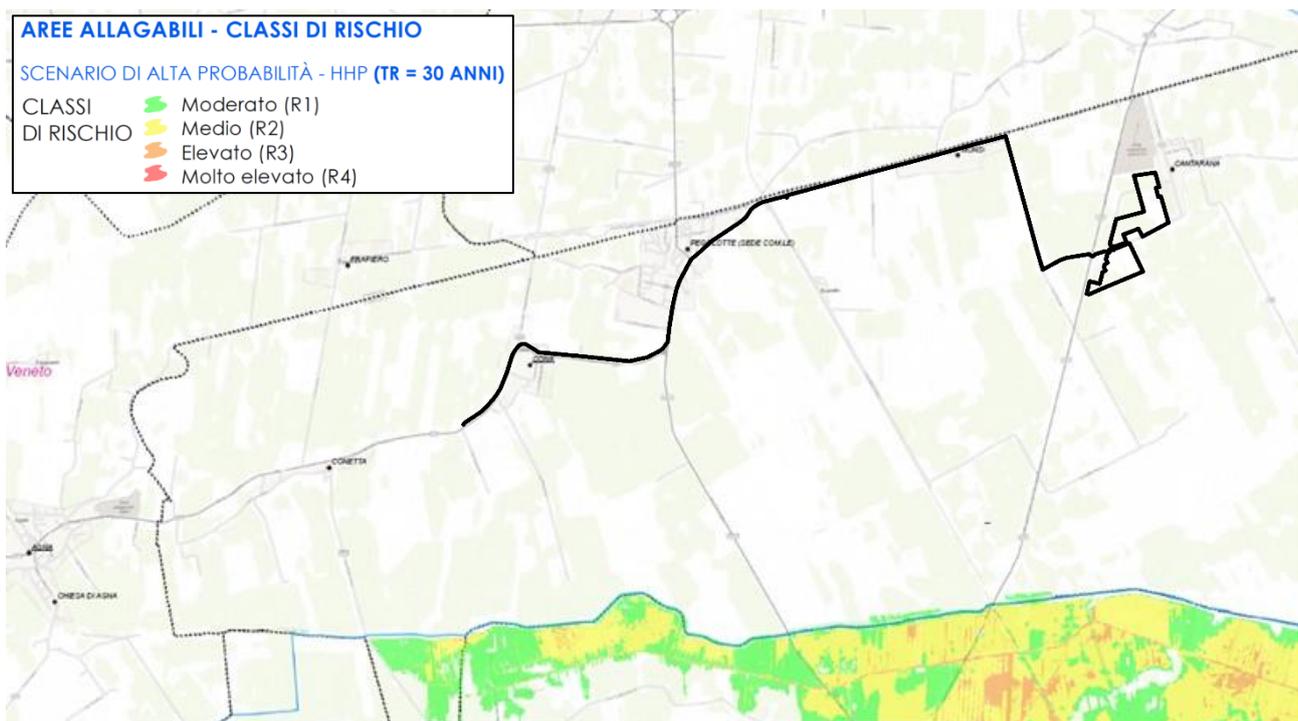


Figura 4-13 – Aree allagabili – Classi di Rischio (TR=30 anni). (Fonte PGRA 2015-2021)

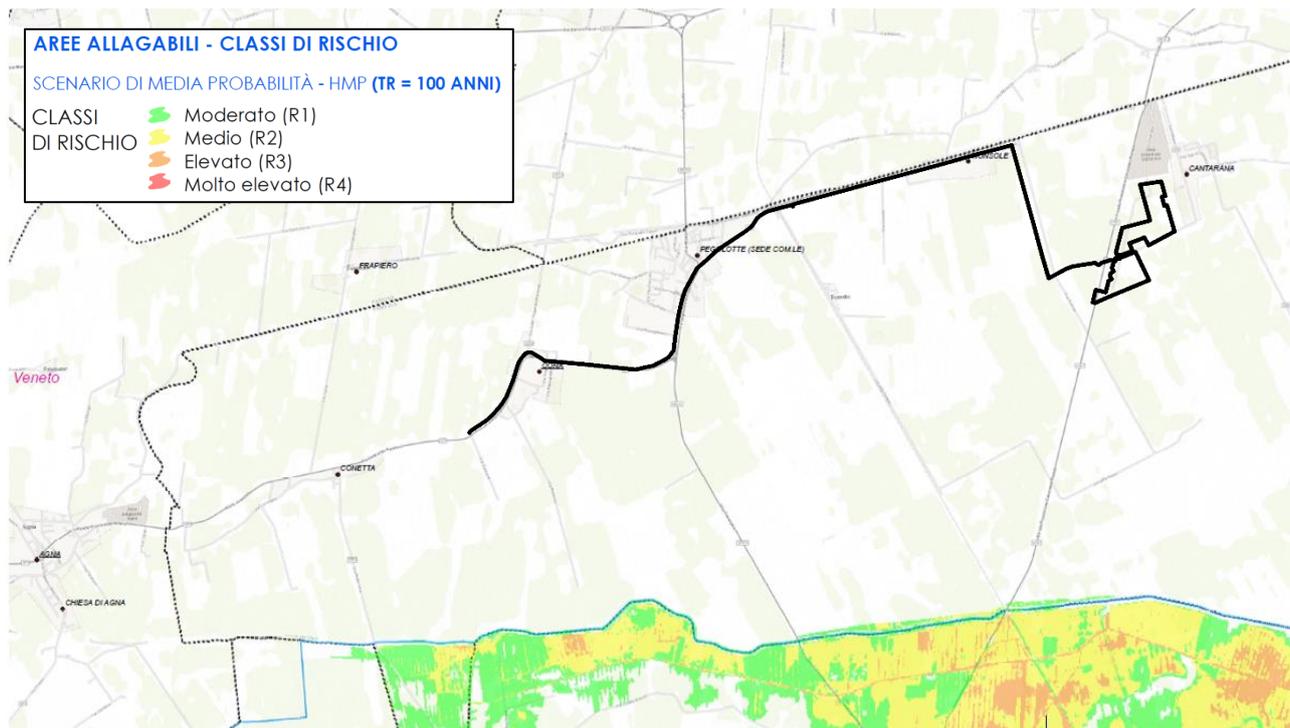


Figura 4-14 – Aree allagabili – Classi di Rischio (TR=100 anni). (Fonte PGRA 2015-2021)

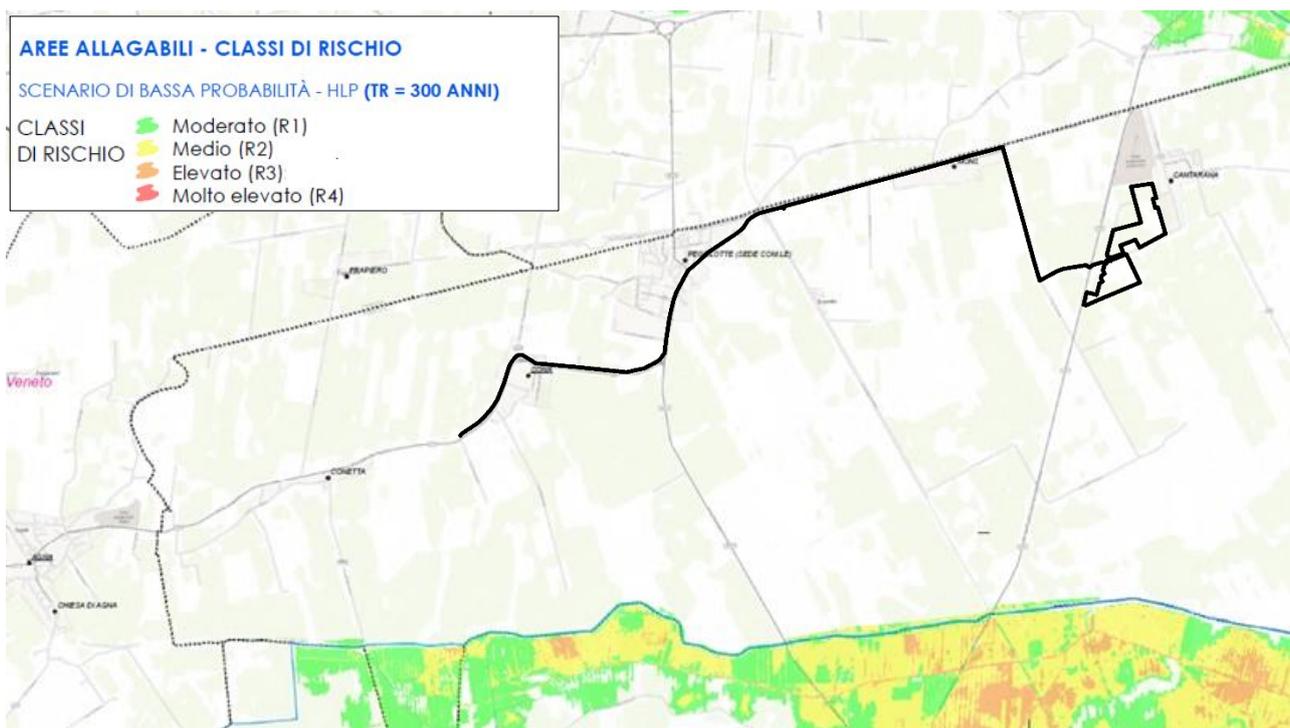


Figura 4-15 – Aree allagabili – Classi di Rischio (TR=300 anni). (Fonte PGRA 2015-2021)

A fine 2021 è stato adottato il primo aggiornamento del Piano di gestione del rischio alluvioni. La cartografia inerente il rischio idraulico tratta dal webgis dell’Autorità² evidenzia che le opere di progetto rientrano quasi totalmente nel rischio idraulico R1, la cui Classe è definita Rischio moderato (R1), solo la parte finale delle linee elettriche che attraversa la zona industriale è interessata dalla classe di Rischio medio (R2), Figura 4-16. In riferimento alla pericolosità idraulica il PGRA ascrive tutte le opere di progetto alla classe P1 Pericolosità idraulica moderata (P1), Figura 4-17.

² <https://sigma.distrettoalpiorientali.it/portal/index.php/cartografie/>

Le Norme di Piano all'art. 14 prescrivono che: *Tutti gli interventi e le trasformazioni di natura urbanistica ed edilizia che comportano la realizzazione di nuovi edifici, opere pubbliche o di interesse pubblico, infrastrutture, devono in ogni caso essere collocati a una quota di sicurezza idraulica pari ad almeno 0,5 m sopra il piano campagna. Tale quota non si computa ai fini del calcolo delle altezze e dei volumi previsti negli strumenti urbanistici vigenti alla data di adozione del Piano.*

Quanto detto sopra è confermato dalle tavole inerenti il tirante idrico, calcolato negli scenari con tempi di ritorno di 30, 100, 300 anni, rappresentativi rispettivamente di alta, media e bassa probabilità. Le mappe confermano che le opere di progetto rientrano in area con altezze idriche di riferimento fino a 50 cm, negli scenari di media e bassa pericolosità, Figura 4-19 e Figura 4-20.

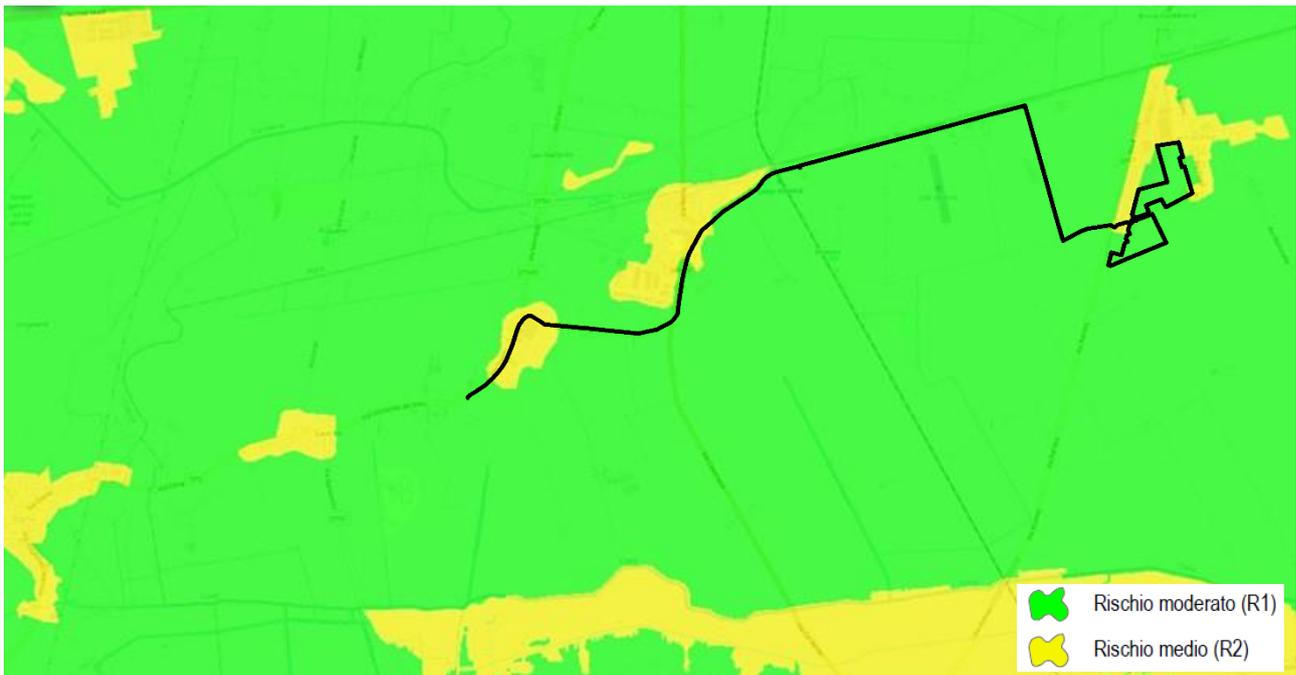


Figura 4-16 – Rischio Idraulico (Fonte web gis SIGMA PGRA 2021/2027 – Autorità di Bacino delle Alpi Orientali)

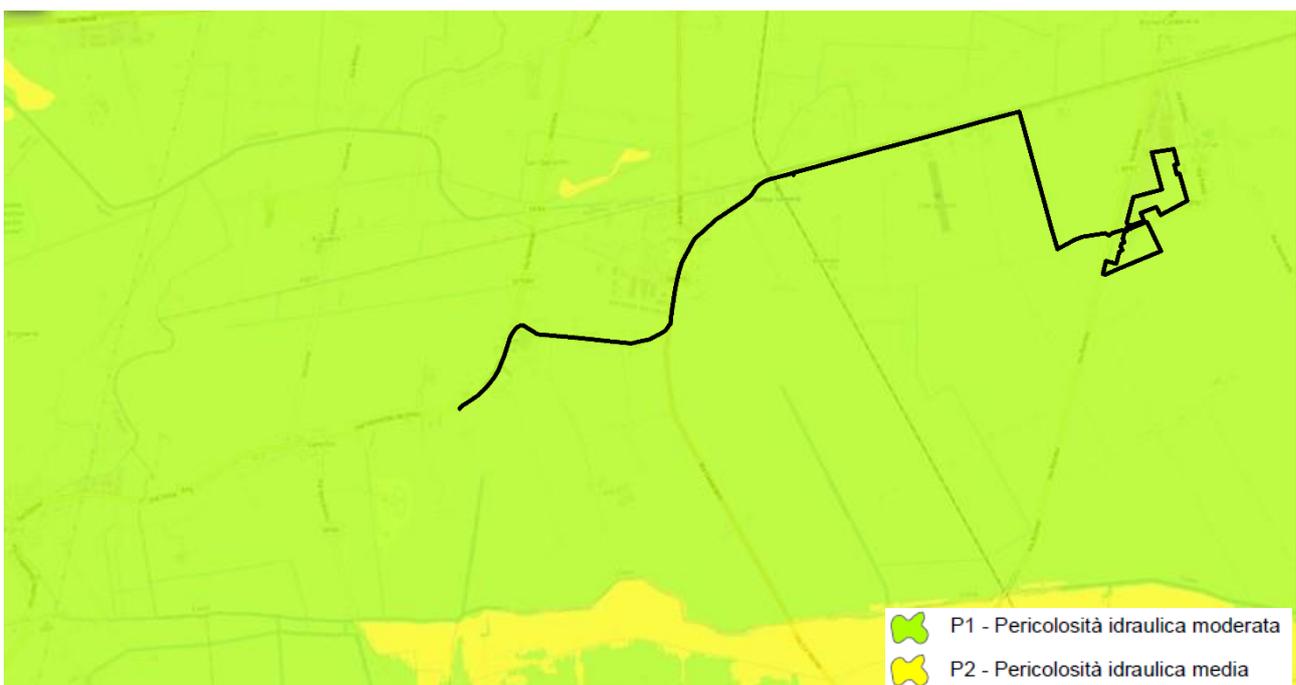


Figura 4-17 – Pericolosità idraulica (Fonte web gis SIGMA PGRA 2021/2027 – Autorità di Bacino delle Alpi Orientali)

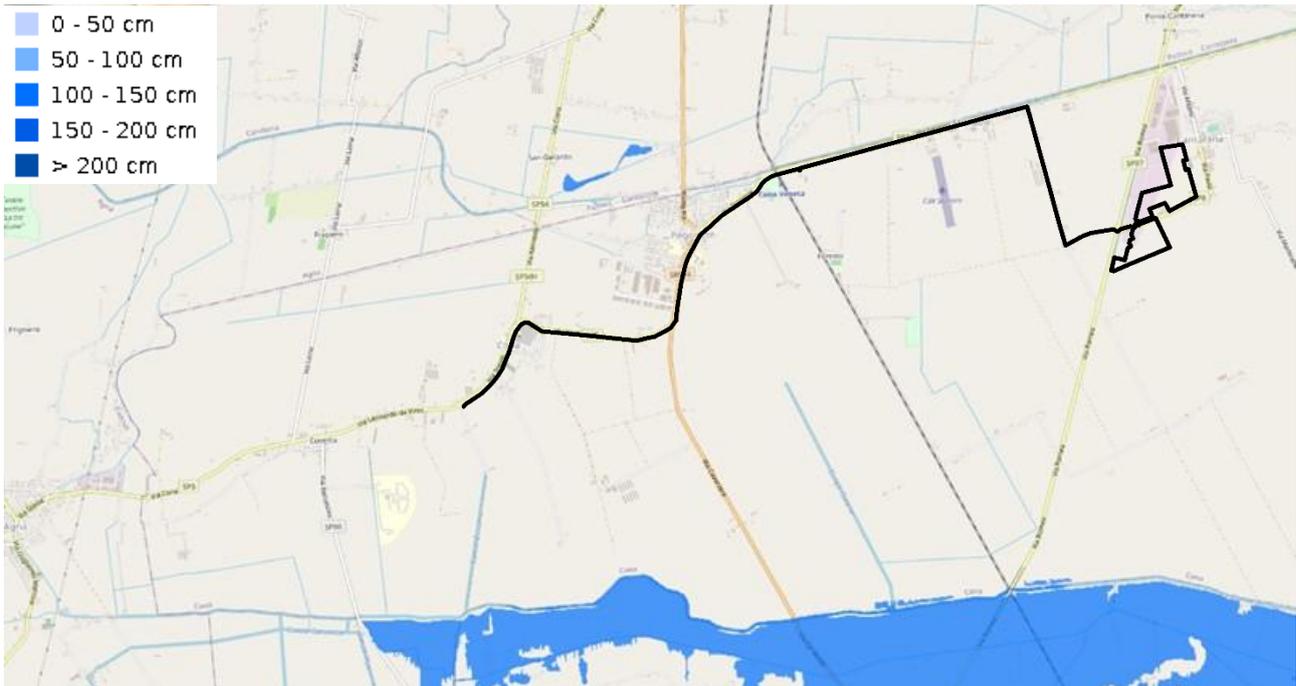


Figura 4-18 – Tirante per TR 30 anni (Fonte web gis SIGMA PGRA 2021/2027 – Autorità di Bacino delle Alpi Orientali)



Figura 4-19 – Tirante per TR 100 anni (Fonte web gis SIGMA PGRA 2021/2027 – Autorità di Bacino delle Alpi Orientali)



Figura 4-20 – Tirante per TR 300 anni (Fonte web gis SIGMA PGRA 2021/2027 – Autorità di Bacino delle Alpi Orientali)

4.3.1.1 La rete di canali di bonifica

L'area di intervento rientra nel comprensorio del Consorzio di Bonifica Adige Euganeo ed in particolare il campo fotovoltaico rientra nei bacini idraulici Cantarana e Metiche (Figura 4-21). In riferimento al rischio idraulico individuato nel comprensorio l'intervento rientra in aree depresse a scolo meccanico e quindi soggette ad allagamenti in assenza di drenaggio indotto (Figura 4-22). Non sono inoltre segnalate aree sensibili prossime al sito di intervento.

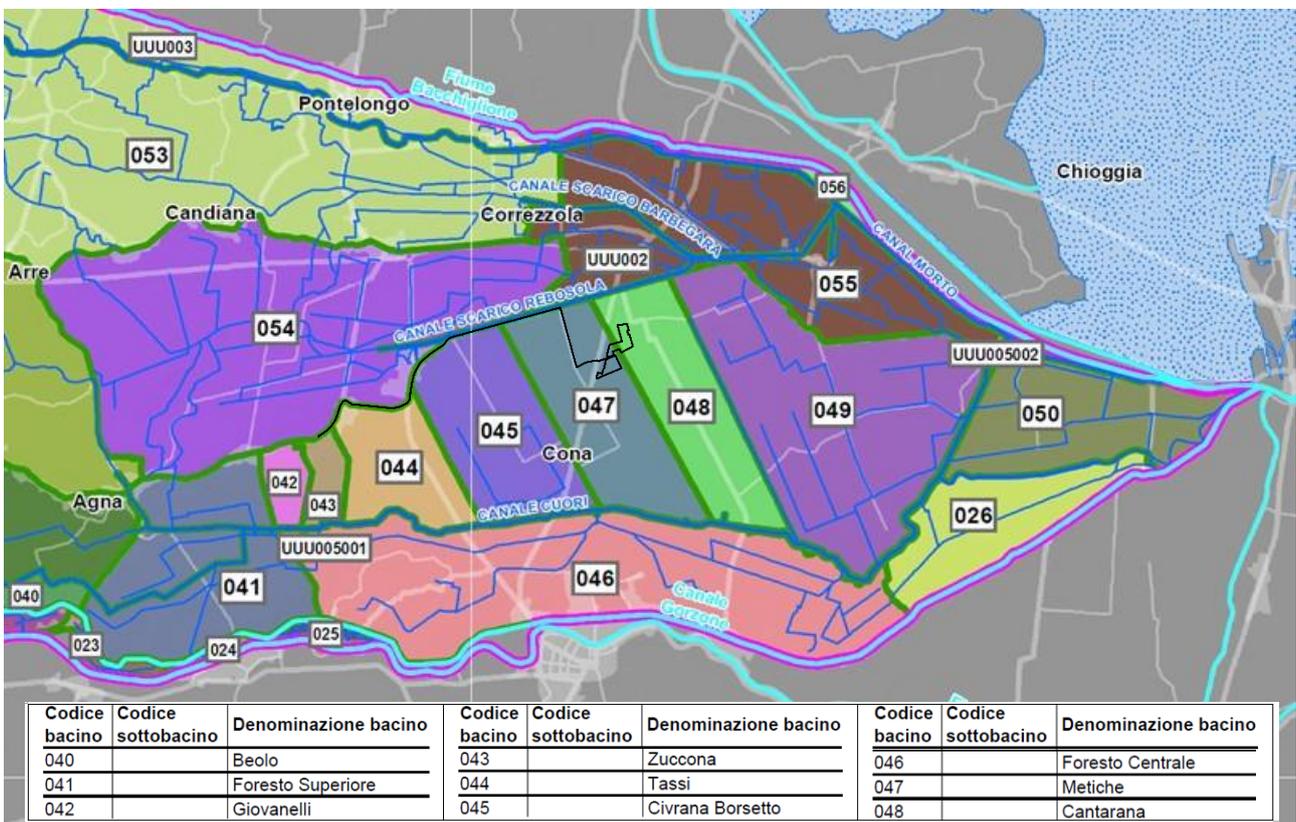


Figura 4-21 – Bacini idraulici del Consorzio di bonifica Adige Euganeo (Fonte: Consorzio di bonifica Adige Euganeo)

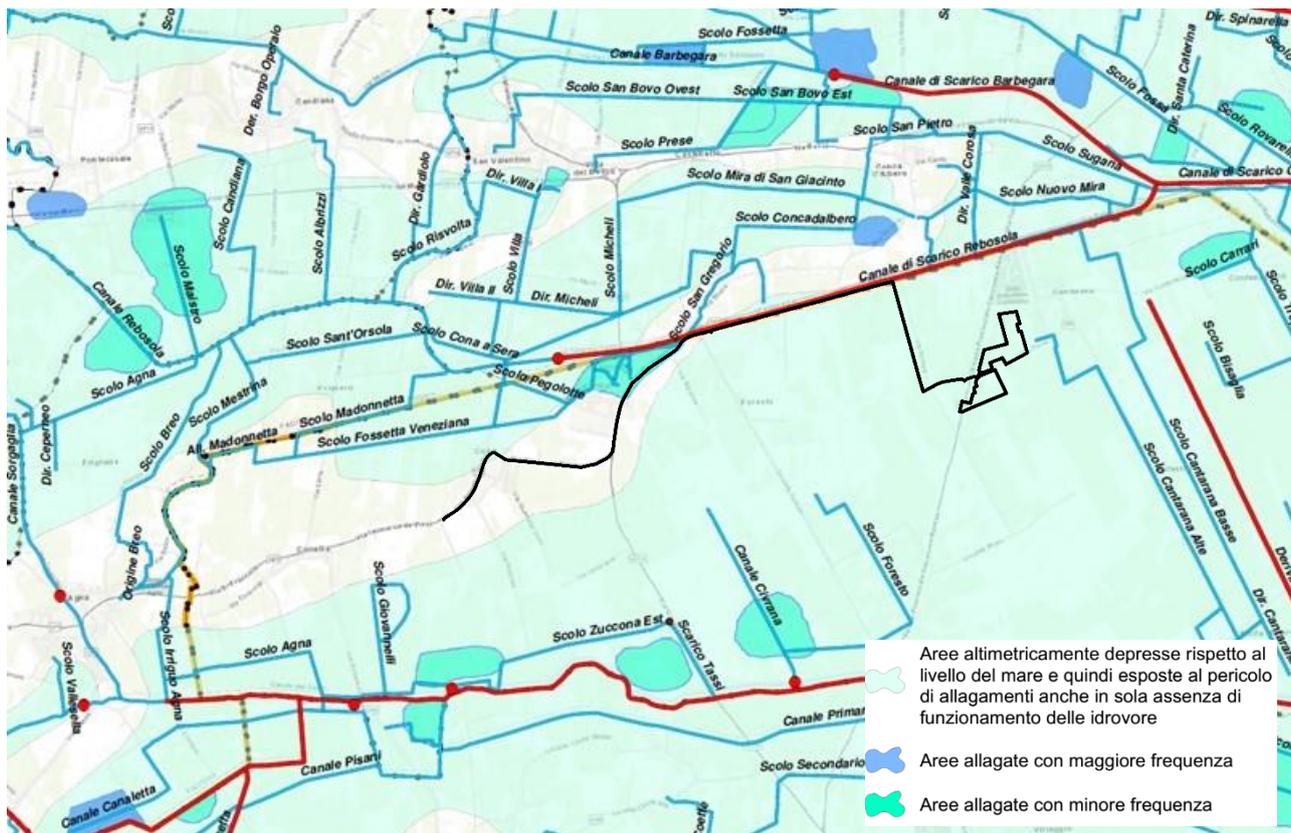


Figura 4-22 – Carta del rischio idraulico del comprensorio del Consorzio di bonifica Adige Euganeo (Fonte: Consorzio di bonifica Adige Euganeo, Piano di Emergenza -Tavola 4)

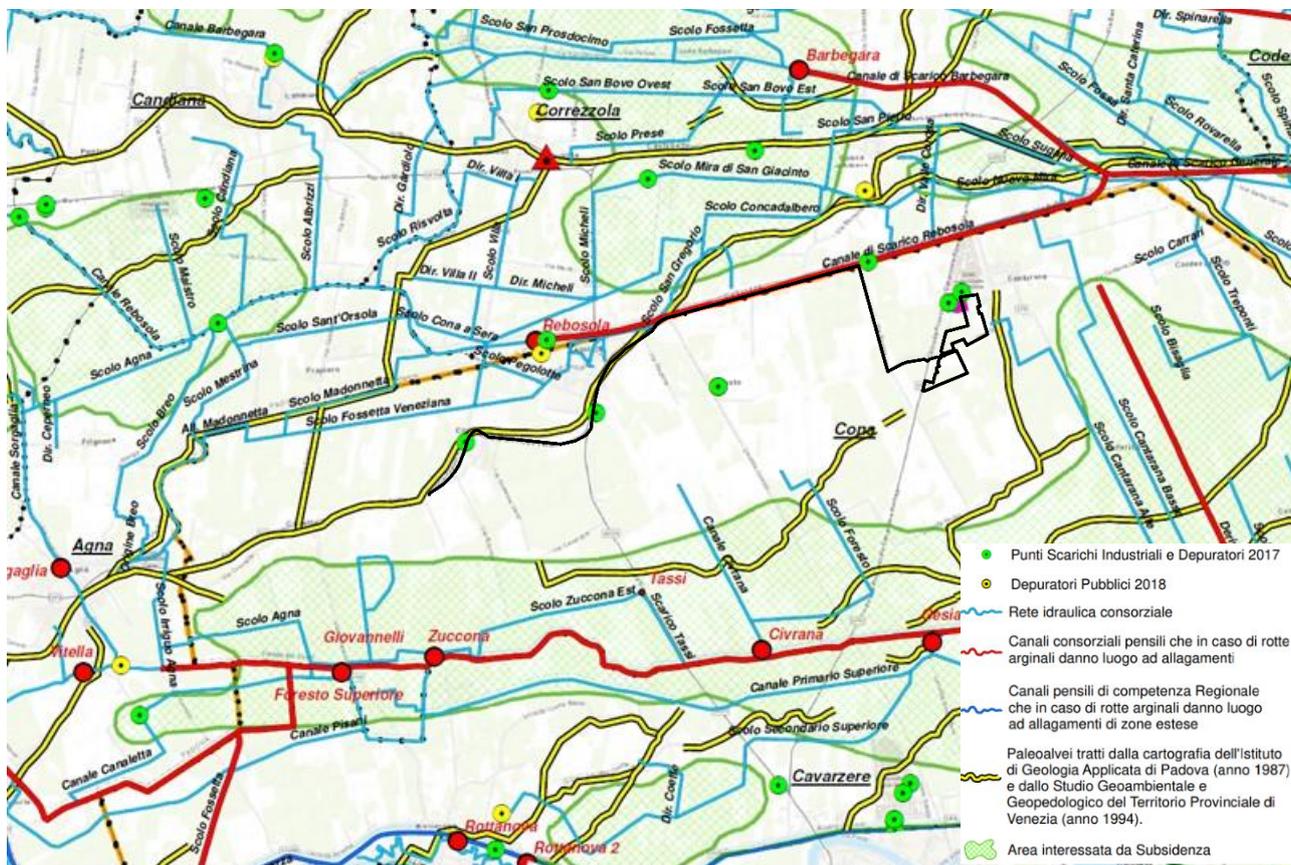


Figura 4-23 – Carta delle aree sensibili del comprensorio del Consorzio di bonifica Adige Euganeo (Fonte: Consorzio di bonifica Adige Euganeo, Piano di Emergenza -Tavola 6)

4.4 Acque sotterranee

4.4.1 Assetto idrogeologico generale

Per la caratterizzazione idrogeologica della pianura veneta e la descrizione degli acquiferi e dei bacini idrogeologici si è fatto riferimento al documento 'Le acque sotterranee della pianura veneta - I risultati del progetto SAMPAS'³. Il sottosuolo della pianura veneta può essere suddiviso in tre zone che si succedono da monte verso valle nel seguente ordine:

- ✓ **Alta pianura**, costituita da una serie di conoidi alluvionali prevalentemente ghiaiose, interdigitate e parzialmente sovrapposte tra loro, estese verso sud per una larghezza variabile dai 5 ai 15 km dalle Prealpi sino alla zona di media pianura. Si tratta di terreni grossolani, con percentuali di ghiaie dell'ordine del 10÷30 % e un'abbondante frazione di materiali maggiormente grossolani. I depositi ghiaiosi hanno continuità laterale in senso E-O, a seguito del continuo mutamento degli alvei fluviali che hanno distribuito su di una vasta area i loro sedimenti.
- ✓ **Media pianura**, formata da materiali progressivamente più fini rispetto all'alta pianura, costituiti da ghiaie e sabbie con digitazioni limose ed argillose le quali diventano sempre più frequenti da monte a valle; è situata a S-SE della fascia di Alta Pianura e possiede una larghezza variabile dai 5 ai 10 km. Nella sua porzione più meridionale si registra un progressivo e rapido esaurimento degli strati ghiaiosi meno profondi che vengono sostituiti da materiali fini.
- ✓ **Bassa pianura**, questa zona è posta a S-SE della media pianura ha una larghezza di circa 20 km nel bacino orientale e si spinge fino alla costa adriatica e fino al fiume Po a sud. Il sottosuolo è costituito da un'alternanza di materiali a granulometria fine con sabbie a variabile percentuale di materiali più fini. Gli spessori aumentano da NE a SO, verso il mare Adriatico. In area costiera gli spessori dei materiali sciolti si aggirano sui 1.000 m. A SE degli Euganei, in direzione del delta del Po lo spessore dei materiali plio-quadernari aumenta fino a superare i 3.000 m.

Questo assetto del materasso alluvionale determina situazioni idrogeologiche ben distinte tra loro ma strettamente collegate. Nella zona di alta pianura gli spessori vanno da un minimo di un centinaio di metri fino ad un massimo di circa 1.500 m nella zona di Castelfranco. La zona di media e bassa pianura è invece caratterizzata anche a modeste profondità, da un sistema di falde acquifere sovrapposte, alla cui sommità esiste localmente una piccola falda libera. I materiali sciolti della media e bassa pianura, sede di acquiferi e acquicliudi/acquitardi, presentano spessori rilevanti dell'ordine di 1.500 m, che si approfondiscono sia verso l'area mantovana che verso la zona del delta del Po, dove raggiungono spessori di oltre 3.000 m.

In relazione alle caratteristiche qualitative delle acque presenti in questi materiali sciolti è possibile evidenziare che con l'aumento della profondità compaiono entro la copertura acque salmastre e salate. In particolare si può osservare nella parte più orientale della pianura veneta un'interfaccia acqua dolce-acqua salata posta a circa 900-1.000 m, verso nord-ovest. Entro l'area trevigiana, l'interfaccia si approfondisce fino ad oltre 1000 m, mentre scendendo verso sud in direzione delle province di Venezia e Padova, l'interfaccia risale fino a 450-500 m. Ancora più a sud, in provincia di Rovigo, il contatto acqua dolce-acqua salata risale ulteriormente fino a raggiungere i 100-200 m dal piano di campagna.

Complessivamente per l'area di pianura sono stati individuati 23 corpi idrici sotterranei (10 per l'alta pianura; 8 per la media pianura; 5 per la bassa pianura, di cui 4 superficiali e 1 che raggruppa le falde confinate).

In Figura 4-24 sono riportati i corpi idrici riconosciuti nella regione Veneto, quelli numerati da 1 a 10 sono i corpi idrici montani, mentre da 11 a 33 sono indicati i corpi idrici di pianura.

Nella media pianura veneta orientale fino a circa 400 m, è possibile individuare sinteticamente un complesso acquifero a falde confinate sovrapposte composto di circa 7 orizzonti acquiferi. Il più superficiale è a falda libera caratterizzata da una profondità della superficie freatica molto variabile da zona a zona: è massima al limite settentrionale e decresce verso valle fino ad annullarsi in corrispondenza della fascia delle risorgive, dove la tavola d'acqua della potente falda libera viene a giorno originando delle sorgenti di pianura dette appunto risorgive.

³ Cinzia Boscolo e Filippo Mion. Le acque sotterranee della pianura veneta – I risultati del Progetto SAMPAS. Orientambiente. ARPAV, 2008. url: <http://www.arpa.veneto.it/arpavinforma/pubblicazioni/le-acque-sotterranee-della-pianura-veneta-i-risultati-del-progettosampas>

Anche nella bassa pianura esiste una falda freatica superficiale, di spessore maggiormente limitato e con maggiore discontinuità laterale, al di sotto della quale si rinvengono delle falde confinate sovrapposte. In questo caso però sia la falda libera che quelle confinate sono ospitate in acquiferi a granulometria sabbiosa, più o meno fine, per lo meno fino ad una profondità di circa 300 m. Le falde in pressione di bassa pianura sono collegate idraulicamente agli acquiferi confinati della media pianura.



n.	Nome
11	Alta Pianura Veronese
12	Alpone – Chiampo - Agno
13	Alta Pianura Vicentina Ovest
14	Alta Pianura Vicentina Est
15	Alta Pianura del Brenta
16	Alta Pianura Trevigiana
17	Piave sud Montello
18	Alta Pianura del Piave
19	Quartiere del Piave
20	Piave Orientale e Monticano
21	Media Pianura Veronese
22	Media Pianura tra Retrone e Tesina
23	Media Pianura tra Tesina e Brenta
24	Media Pianura tra Brenta e Muson dei Sassi
25	Media Pianura tra Muson dei Sassi e Sile
26	Media Pianura tra Sile e Piave
27	Media Pianura tra Piave e Monticano
28	Media Pianura tra Monticano e Livenza
29	Bassa Pianura Settore Adige
30	Bassa Pianura Settore Brenta
31	Bassa Pianura Settore Piave
32	Bassa Pianura Settore Tagliamento
33	Acquiferi confinati Bassa Pianura

Figura 4-24 – Corpi idrici sotterranei del Veneto (Fonte: ARPAV)

In riferimento alla ricarica degli acquiferi, l'alimentazione del complesso sistema idrogeologico presente entro i primi 300÷400 m di profondità, avviene in corrispondenza dell'alta pianura, nell'acquifero indifferenziato, in cui la falda è libera e la tavola d'acqua si trova in diretta comunicazione con la superficie.

I principali fattori di ricarica di questo sistema idrogeologico possono essere individuati nella dispersione dei corsi d'acqua, nelle precipitazioni, nell'irrigazione e negli afflussi sotterranei provenienti dagli acquiferi fessurati presenti nei rilievi prealpini. Gli acquiferi confinati della bassa pianura, a prevalente matrice sabbiosa, sono a loro volta alimentati dalle falde della media pianura contenute in acquiferi ghiaiosi ai quali sono idraulicamente connessi.

4.4.1.1 Assetto idrogeologico locale

La situazione idrogeologica dell'area è caratterizzata da un sistema a più falde sovrapposte e in pressione, alloggiata nei materiali più permeabili (sabbie), separate da letti di materiali argillosi praticamente impermeabili. Risulta inoltre presente una falda superficiale di tipo freatico, la cui superficie, regimata dalle idrovore, è posta appena al di sotto del piano campagna (profondità compresa tra 0,5 e 4 metri). Va precisato che, a differenza delle falde profonde confinate, la falda freatica non è dotata di continuità idraulica ma è un insieme di piccole falde a bassa trasmissività.

La struttura stratigrafica, comune a tutta la Bassa Pianura Veneta, determina livelli con permeabilità variabilissima, in funzione della granulometria. I vari livelli costituiti da questi materiali così diversi, presenti anche in termini misti, sono tra loro sovrapposti e talora variamente interdigitati o in eteropia laterale⁴.

Nell'ambito del PRAC della regione Veneto è stata redatta la carta idrogeologica della falda freatica sul territorio regionale riportata in Figura 4-25: la carta elaborata alla scala 1:250.000 certamente non rileva gli aspetti di dettaglio, ma permette di evidenziare l'andamento della superficie freatica che presenta un andamento generale ovest-est, con quote comprese, nell'area di intervento, tra - 2 e -3 m slm. Durante l'esecuzione delle indagini geognostiche la falda è stata riconosciuta ad una profondità compresa tra 0,8 e 2,2 m da p.c.

⁴ Provincia di Venezia, Indagine idrogeologica del territorio provinciale di Venezia, a cura di A. Dal Prà et al., VE, 2001

Per quello che concerne la vulnerabilità della falda freatica si può fare riferimento alla 'Carta della Vulnerabilità intrinseca della falda freatica della Pianura Veneta' redatta nell'ambito del Piano Tutela Acque (PTA) della Regione Veneto riportata in Figura 4-26: per l'area di intervento il rischio si può definire 'alto'.

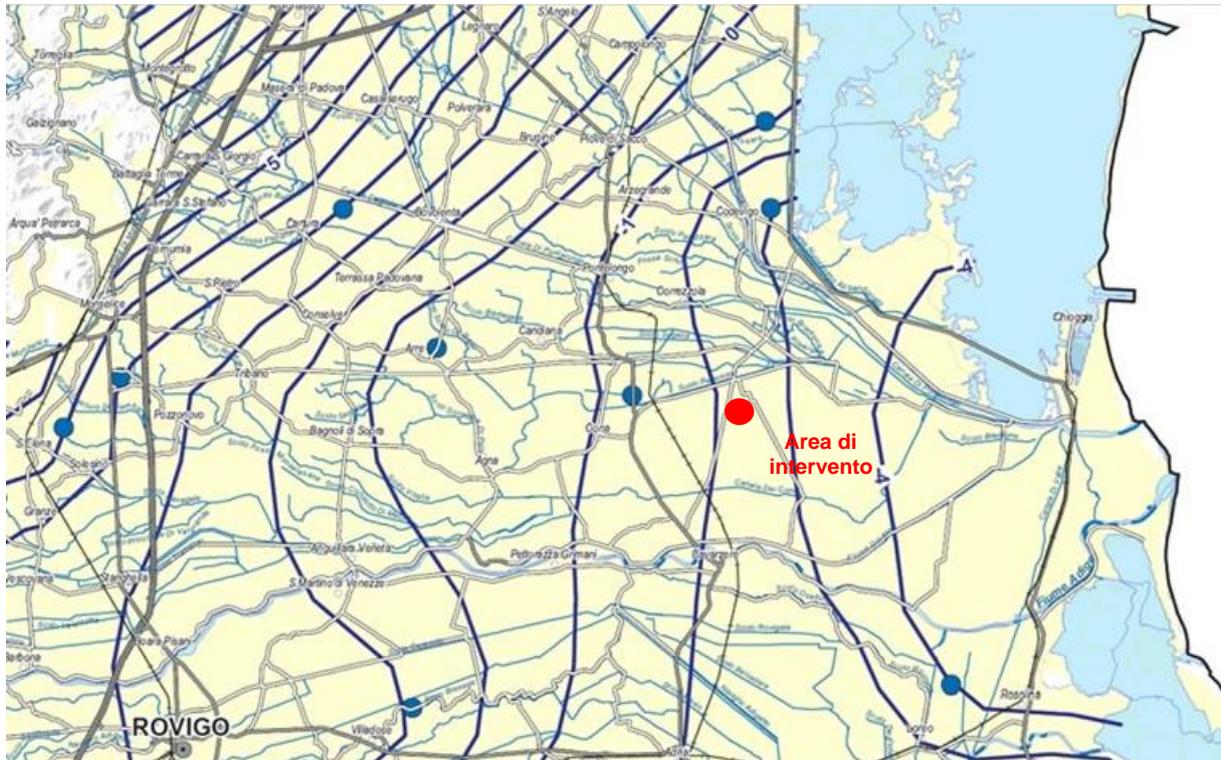
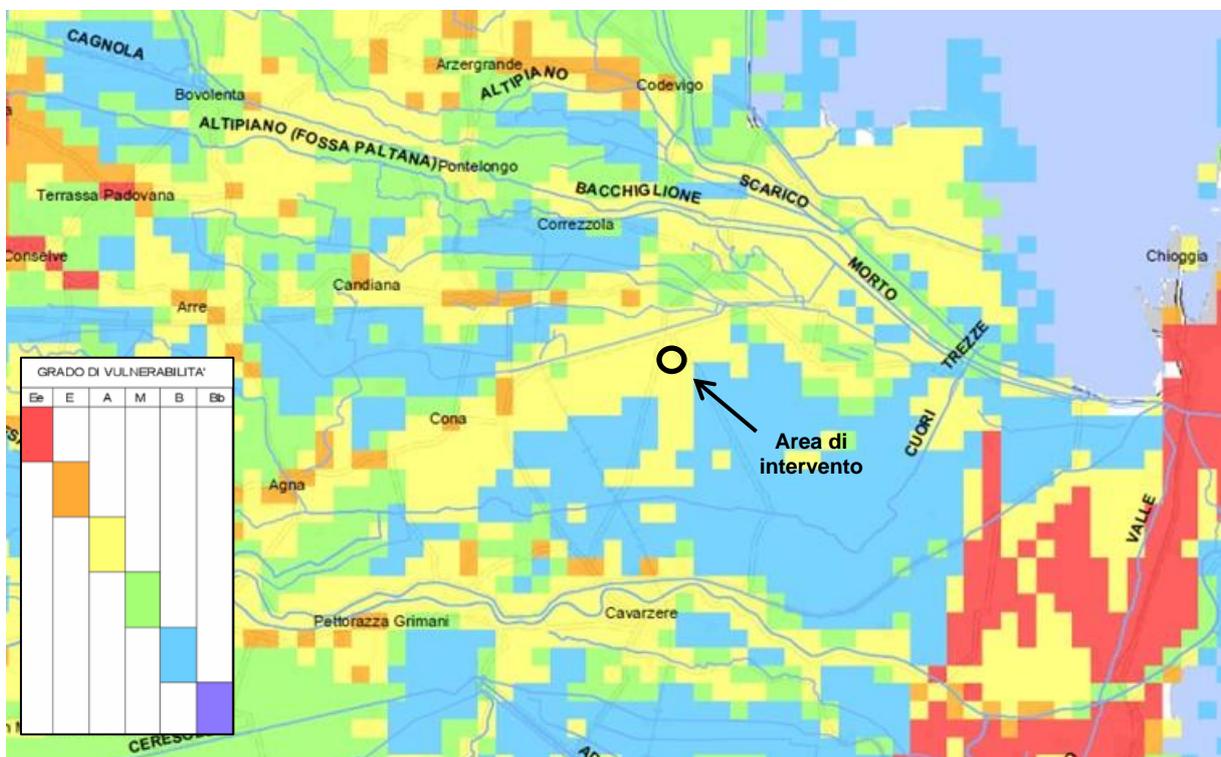


Figura 4-25 – Carta Idrogeologica in m slm (Fonte: Regione Veneto)



Nota: Ee: estremamente elevato, E: elevato; A: alto; M: medio; B: basso; Bb: bassissimo

Figura 4-26 – Carta della Vulnerabilità intrinseca della falda freatica della Pianura Veneta (Fonte: PTA della Regione Veneto)

5 DESCRIZIONE DELLE INDAGINI IN SITO

Per la caratterizzazione litostratigrafica, geomeccanica e sismica dell'area di progetto dell'impianto fotovoltaico, nel giorno 6 luglio 2022 sono state effettuate le seguenti tipologie di indagini geognostiche in sito:

1. N. 7 prove penetrometriche con punta elettrica (CPTU);
2. N. 1 misura sismica attiva (MASW);
3. N. 1 misura dei Microtremori (HVSr) con TROMINO.

In Figura 5-1 è riportata la distribuzione delle indagini in corrispondenza dell'impianto fotovoltaico.

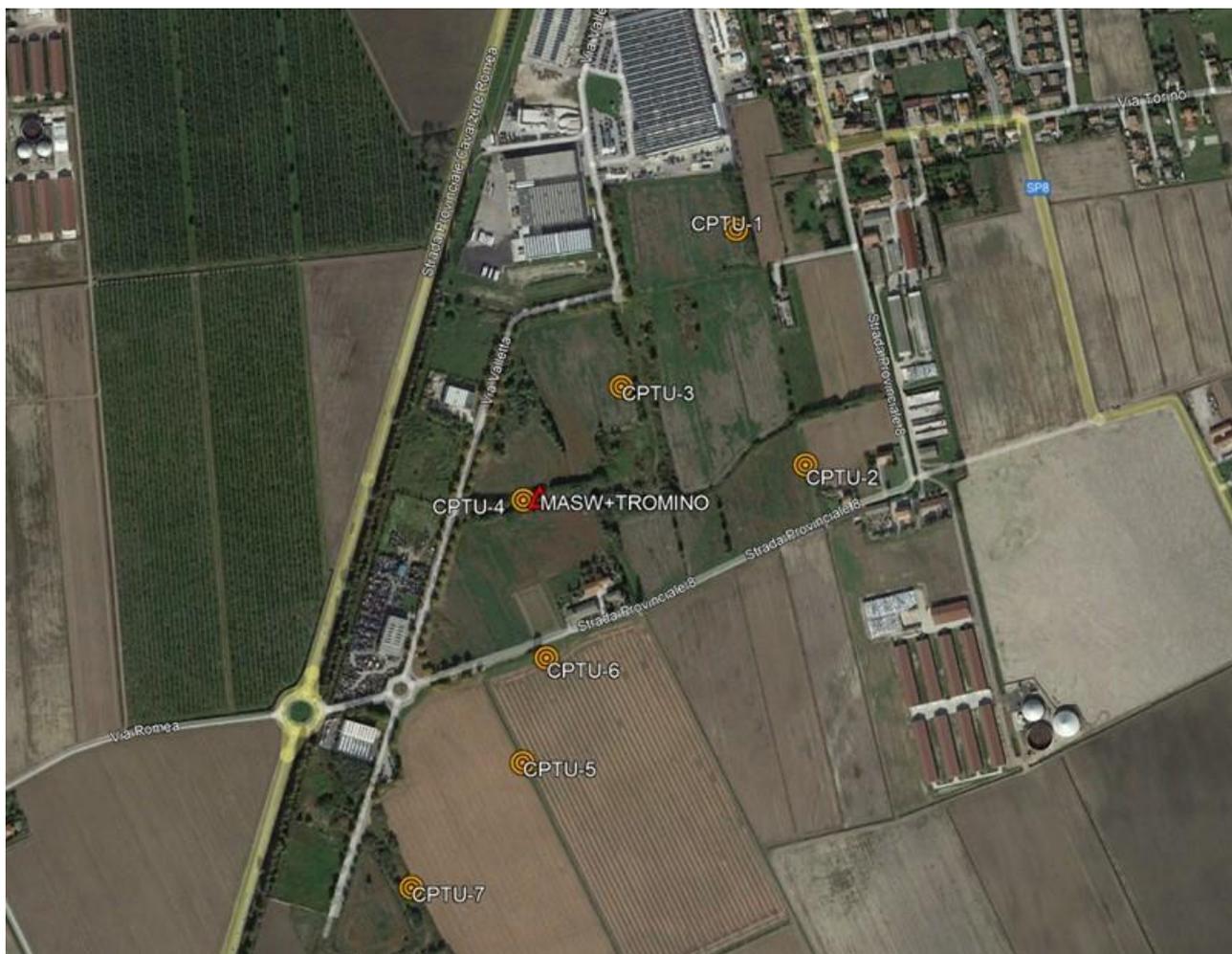


Figura 5-1 - Ubicazione delle indagini geognostiche in corrispondenza dell'impianto fotovoltaico

Prova penetrometrica statica con punta elettrica

Lo strumento utilizzato per le prove CPTU è un penetrometro statico modello olandese che può raggiungere un carico di spinta pari a 30 t, dotato di punta elettrica di tipo "friction jacket cone". La punta collegata ad un sistema di aste viene spinta nel terreno tramite un pistone idraulico ad una velocità costante di 20 mm/s ed è congegnata in modo da permettere la lettura della resistenza alla penetrazione, ogni 2 cm di avanzamento, delle sue due parti: punta conica (superficie = 10 cm², angolo di incidenza 60°) e manicotto (superficie 150 cm²). Le letture che si ottengono sono rispettivamente definite, resistenza alla punta (Qc) e resistenza laterale (Fs).

La litologia del terreno è stata ricostruita utilizzando la teoria proposte da Robertson (1990). In allegato 1 è riportato il risultato delle prove sotto forma di grafici che rappresentano l'andamento con la profondità dei valori di resistenza alla punta (curva Qc) e di resistenza laterale (curva Fs). Sempre in forma grafica è riportata l'interpretazione litologica secondo il sopra citato autore. Le prove (Figura 5-2) sono state eseguite da tecnici della società S.G.T. sas di Van Zutphen Albert & C.



Figura 5-2 - Mezzo utilizzato per le prove CPTe

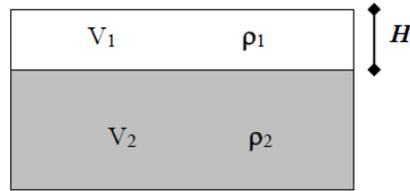
TROMINO

Il tremore sismico, comunemente definito “rumore sismico”, esiste ovunque sulla superficie della terra. Esso è principalmente costituito da onde superficiali, ovvero da onde elastiche prodotte dall’interferenza costruttiva di onde P ed S che si propagano negli strati superficiali. Il rumore sismico è prodotto essenzialmente dal vento o dalle onde marine. A questo rumore di fondo, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie ecc.) e naturali. I microtremori sono solo in parte costituiti da onde di volume, P o S. In essi giocano un ruolo fondamentale le onde superficiali, che hanno velocità prossima a quella delle onde S, il che spiega la dipendenza di tutta la formulazione della velocità di queste ultime.

Dai primi studi di Kanai (1957) in poi, diversi metodi sono stati proposti per estrarre l’informazione relativa al sottosuolo da rumore sismico registrato in un sito. Tra questi, la tecnica che si è maggiormente consolidata nell’uso è quella dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V), proposta da Nogoschi e Igaraschi (1970). La tecnica è universalmente riconosciuta come efficace nel fornire stime affidabili della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo. Le basi teoriche dell’H/V sono relativamente facili da comprendere in un mezzo del tipo strato + bedrock (o strato assimilabile al bedrock) in cui i parametri sono costanti in ciascuno strato. Considerando lo schema della figura sottostante, gli strati 1 e 2 si distinguono per le diverse densità (ρ_1 e ρ_2) e le diverse velocità delle onde sismiche (V_1 e V_2). Un’onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizioni di risonanza) quando la lunghezza dell’onda incidente (λ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore H del primo strato. La frequenza fondamentale di risonanza (f_r) dello strato 1 relativa alle onde S è pari a:

$$f_r = \frac{V_{s1}}{4 * H}$$

Questo effetto è sommabile, anche se non in modo lineare e senza corrispondenza 1:1. Ciò significa che la curva H/V relativa ad un sistema a più strati contiene l’informazione relativa alle frequenze di risonanza (e quindi dello spessore) di ciascuno di essi, ma non è interpretabile semplicemente applicando la sopra riportata equazione.



L'inversione richiede l'analisi delle singole componenti e del rapporto H/V , che fornisce un'importante normalizzazione del segnale per a) in contenuto di frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale, quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

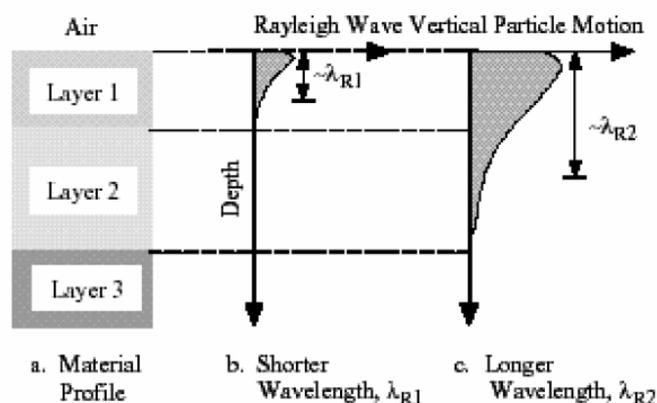
Un aspetto assai importante è che il rumore sismico agisce come sorgente di eccitazione per la risonanza del sottosuolo e degli edifici più o meno come una luce bianca diffusa illumina gli oggetti eccitando le lunghezze d'onda tipiche di ciascun oggetto e dandogli il suo tipico colore.

Questo risulta molto importante a livello ingegneristico, perché, se un edificio ha frequenze proprie di vibrazione uguali a quelle del substrato su cui è fondato, durante un sisma, si assiste al fenomeno dell'accoppiamento delle vibrazioni. Questo effetto di amplificazione sismica produrrà un grande aumento della sollecitazione sugli edifici.

MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980), o, detto in maniera equivalente, la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e, quindi, danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e, quindi, interessano gli strati più profondi del suolo. Le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Nel metodo SASW-MASW si mantiene fisso il sensore di misura e si sposta a intervalli regolari il punto di generazione delle onde.



Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz; quindi, dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, generalmente circa 8÷15 m, in funzione della rigidità del suolo.

Il metodo MASW consiste in tre fasi (Roma, 2002): (1) la prima fase prevede il calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale, (2) la seconda fase consiste nel calcolare la velocità di fase apparente numerica, (3) la terza ed ultima fase consiste nell'individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , modificando opportunamente lo spessore h , le velocità delle onde di taglio V_s e di

compressione V_p . Altrimenti, in maniera alternativa, alle velocità V_p è possibile assegnare il coefficiente di Poisson (ρ), la densità di massa σ degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale e la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.

Combinazione del metodo HVSR e MASW e risultati

La combinazione tra le misure HVSR e quelle MASW permettono di ottimizzare la ricostruzione del modello di velocità delle onde di taglio V_s . Infatti, le MASW permettono di ottenere le misure di velocità di taglio nei primi metri che servono da base per interpretare gli strati più profondi osservabili solo dalle misure HVSR.

In accordo con le NTC2018 e successiva circolare n.7 del 11-02-2019, la classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con:

h_i = spessore dell' i -esimo strato;

$V_{S,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

6 CARATTERIZZAZIONE FISICO E MECCANICA DEI TERRENI

6.1 Caratteristiche litologiche dei terreni

La natura deposizionale tipicamente alluvionale dei sedimenti riconoscibili nell'area di intervento determina la presenza nel sottosuolo di livelli lentiformi spesso con ridotta continuità laterale.

Dalla correlazione tra l'interpretazione litologica delle prove penetrometriche eseguite (CPTU 1÷7) sono state riconosciute le unità litologiche principali descritte in Tabella 6-1 e riportate schematicamente in Figura 6-1.

Unità Litostratigrafica	Profondità (m da p.c.)	Descrizione
1	da 0 a circa 0,5÷3,8	Sabbia limosa e limo sabbioso. Le profondità maggiori si osservano nelle prove CPTU-5 e CPTU-6.
2	da circa 0,5÷3,8 a circa 16	Argilla limosa e limo argilloso. Sono presenti sottili livelli di limo sabbioso e di sabbia limosa.
2a	da 3,3-3,8 a circa 4,1÷5,7	Sabbia e sabbia limosa. Si tratta di una lente sabbiosa riconosciuta nelle prove CPTU-5 e CPTU-6.
2b	da 4,8 a circa 8,5	Sabbia limosa e limo sabbioso. Si tratta di una lente presente nella CPTU-1
2c	14,1 a circa 15,4	Sabbia e sabbia limosa. Si tratta di una lente riconosciuta nelle prove CPTU-5 e CPTU-6

Tabella 6-1 - Successione litostratigrafica

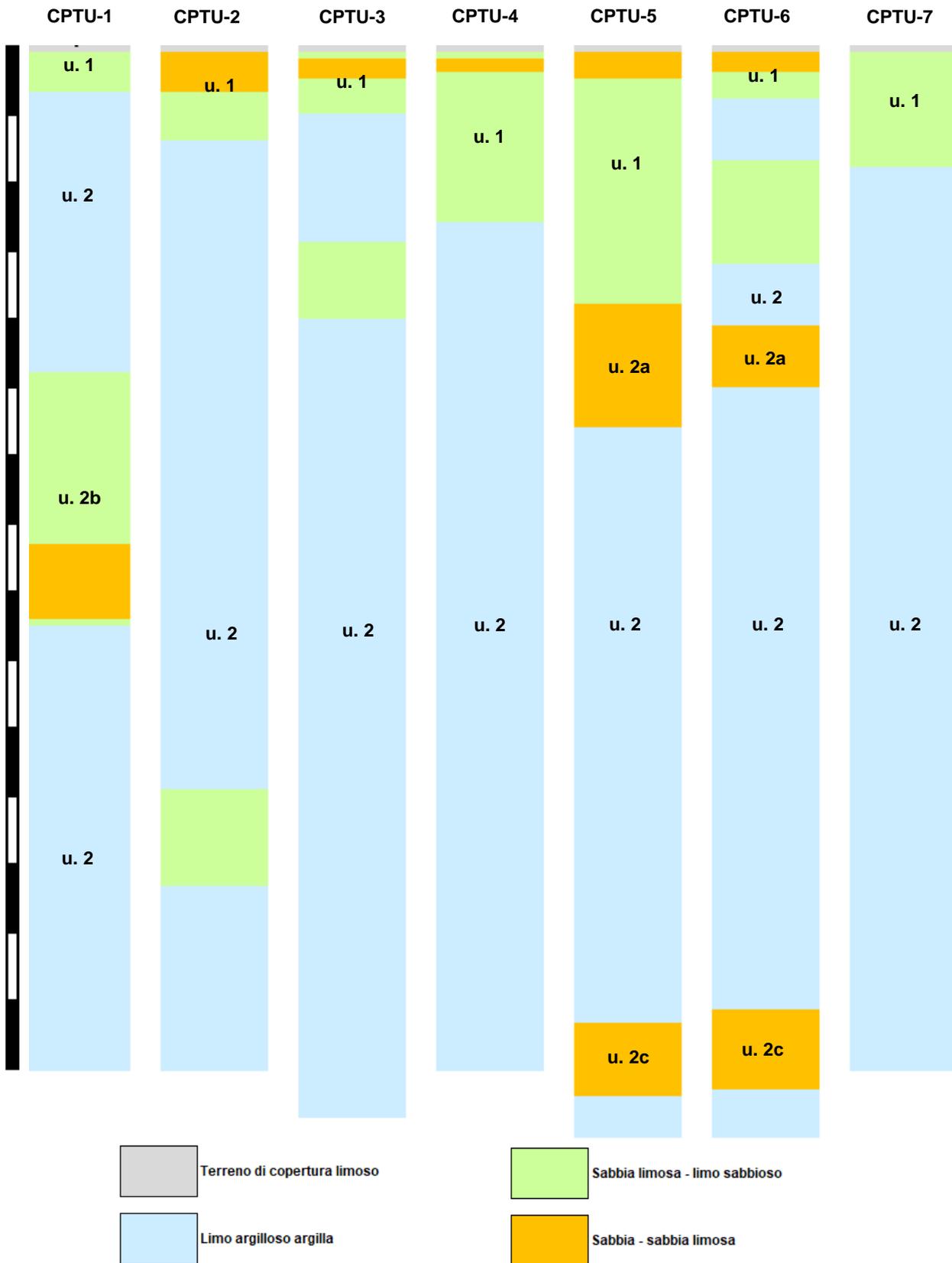


Figura 6-1 – Schema delle unità litologiche riconosciute nel sottosuolo investigato

6.2 Modello geotecnico e valori caratteristici dei parametri geotecnici

Per le strutture connesse all'impianto fotovoltaico (cabinet inverter, cabine utente, cabine aux e cabine di consegna) è previsto il ricorso a fondazioni di tipo superficiale a platea.

I parametri geotecnici di interesse ai fini delle verifiche geotecniche aderenti al caso in esame sono:

- peso per unità di volume γ ;
- coesione non drenata c_u ;
- angolo di resistenza al taglio ϕ' ;
- densità relativa D_r .

Per la definizione dei valori caratteristici dei parametri fisici e geomeccanici di interesse, si è proceduto secondo le indicazioni delle NTC 18 all'individuazione del volume significativo di terreno in relazione alle strutture di fondazione previste. Molto cautelativamente dato che si tratta di fondazioni su platea con lato inferiore o prossimo a 3 m si è assunto di considerare valori caratteristici uguali al valore minimo. In Tabella 6-2 sono riportati i parametri caratteristici (X_k) corrispondenti alle unità litotecniche individuate.

Unità Litotecnica	Descrizione	γ (val. medio) (t/m ³)	c_{uk} (kg/cm ²)	ϕ'_k (°)	D_r (val. medio) (%)
1	Sabbia limosa e limo sabbioso.	1,8	---	28÷30	50
2	Argilla limosa e limo argilloso.	1,7	0,3	---	---
2a	Sabbia e sabbia limosa.	1,8	---	30÷32	52
2b	Sabbia limosa e limo sabbioso.	1,8	---	28÷30	48
2c	Sabbia e sabbia limosa.	1,9	---	31÷33	57

Tabella 6-2 - Parametri caratteristici

Nel modello geotecnico individuato la superficie topografica è stata assunta piana e sulla base delle misure delle quote d'acqua effettuate all'interno dei fori ottenuti con le prove penetrometriche e delle ipotizzabili oscillazioni stagionali, la falda è stata considerata cautelativamente alla profondità minima di 1,0 m da p.c.

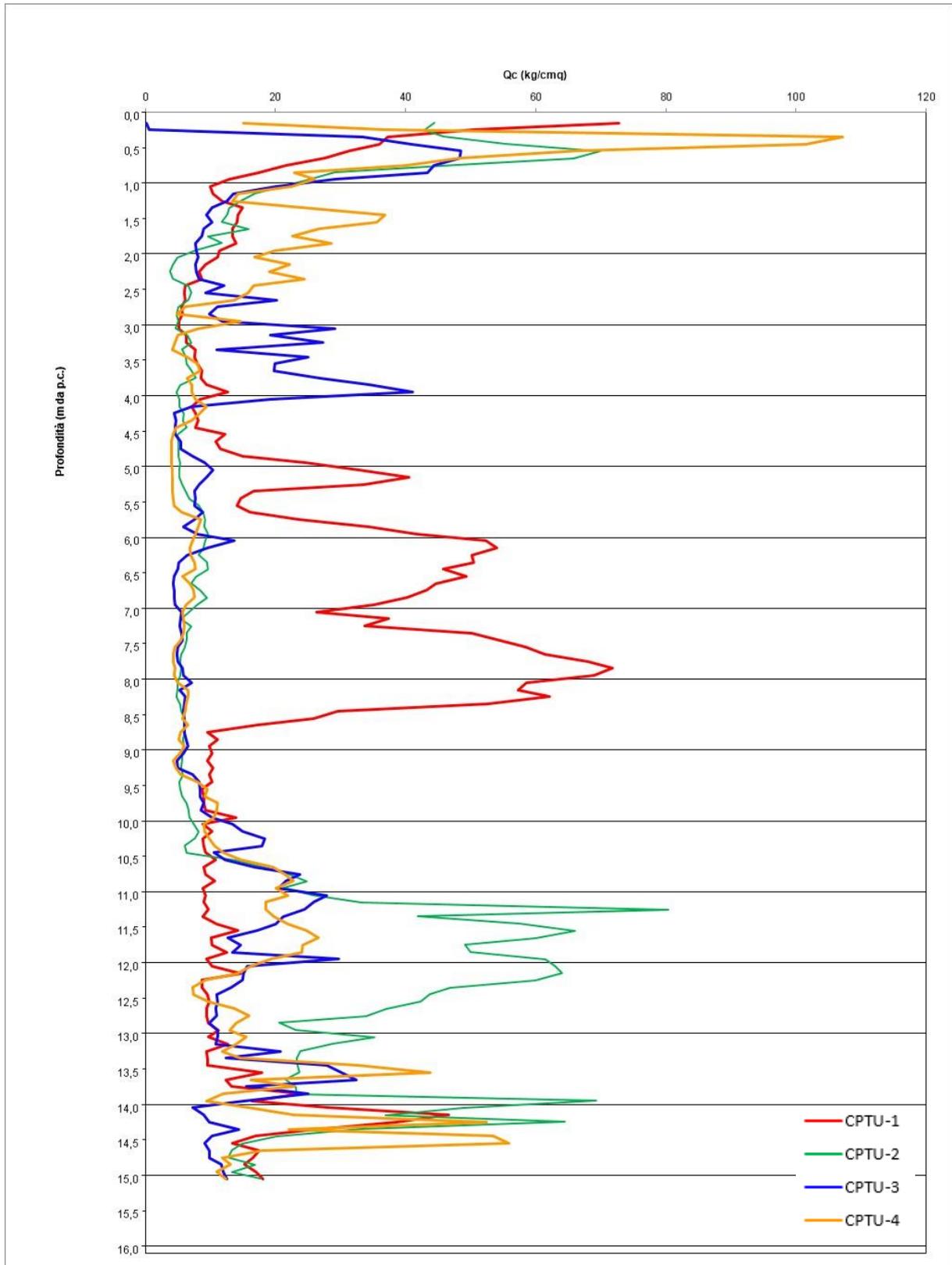


Figura 6-2 - Andamento dei valori di resistenza alla punta Q_c rispetto alla profondità, Area Nord (CPTU-1÷4)

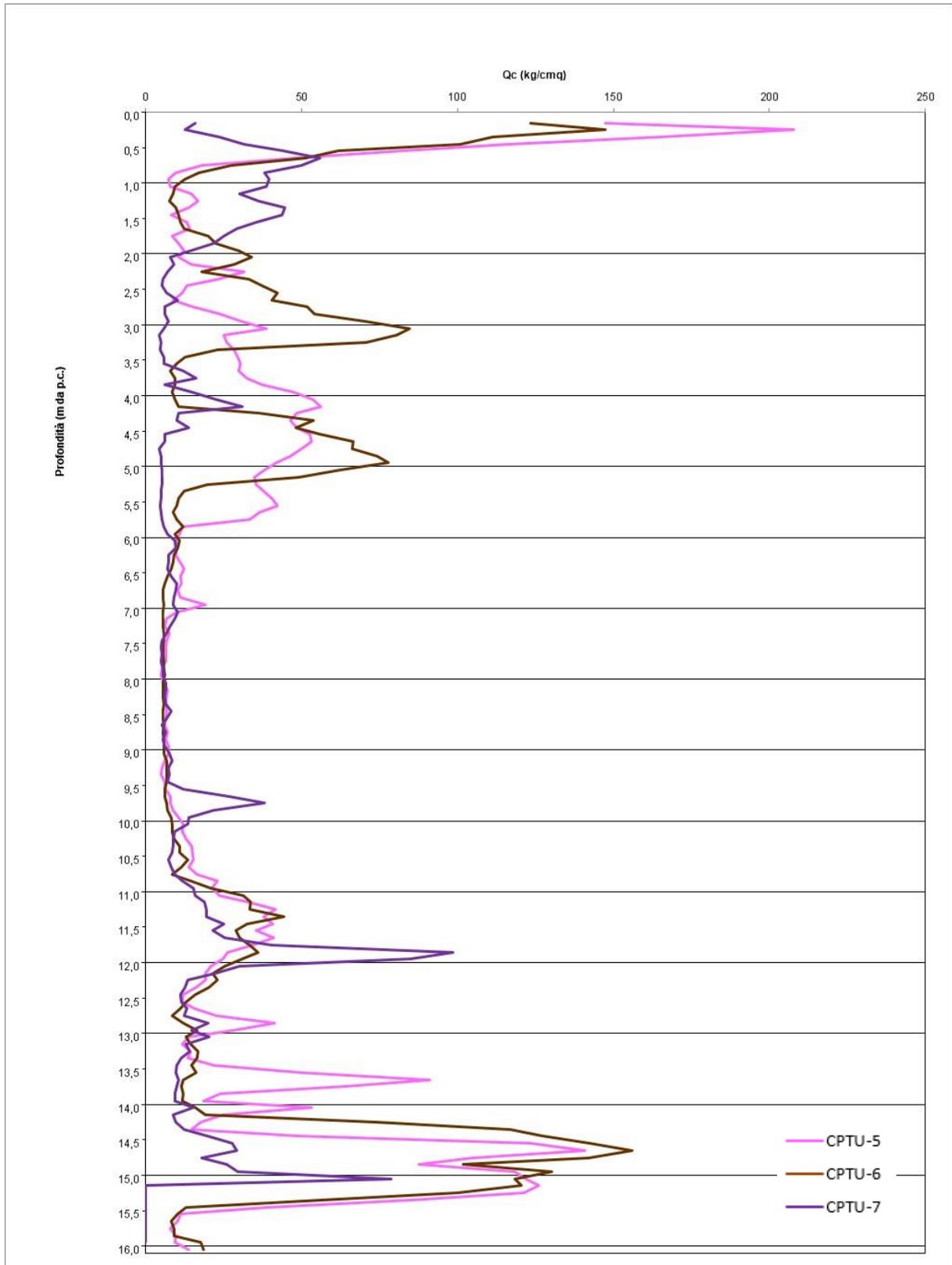


Figura 6-3 - Andamento dei valori di resistenza alla punta Q_c rispetto alla profondità, Area Sud (CPTU-5÷7)

7 SISMICA

7.1 Pericolosità sismica

In Figura 7-1 si riporta uno stralcio della mappa della zonazione sismogenetica SZ9 (fonte: <http://zonesismiche.mi.ingv.it> e Gruppo di Lavoro (2004)-Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 Marzo 2003, Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp, + 5 appendici,) e la distribuzione degli epicentri dei terremoti storici (Fonte: Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds), 2016. CPT15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPT15>).

L'area di intervento si colloca esternamente alle aree zone sismogenetiche che caratterizzano il settore padano e risulta posta in prossimità della zona 912, Dorsale Ferrarese, caratterizzata da magnitudo momento massima di 6,14. In Tabella 7-1 sono riportate alcune caratteristiche dei terremoti il cui epicentro ricade in un raggio di circa 30 km dall'area di intervento.

Numero d'ordine catalogo	Data	Latitudine epicentro	Longitudine epicentro	Magnitudo Momento (MAW)	Intensità epicentrale (IO)	Epicentro
103	04/03/1365	45,337	12,019	4,63	5	Pianura Veneta
221	24/01/1491	45,407	11,875	4,86	6-7	Padova
405	12/12/1606	45,407	11,875	4,16	5	Padova
468	22/02/1646	45,407	11,875	4,16	5	Padova
493	29/12/1662	45,407	11,875	4,16	5	Padova
1655	25/05/1895	45,008	11,96	3,98	4-5	Villanova Marchesana
2745	20/02/1956	45,273	11,886	4,49	5-6	Padovano

Tabella 7-1 - Terremoti con epicentro all'interno di un'area di circa 30 km dalla zona di intervento⁵

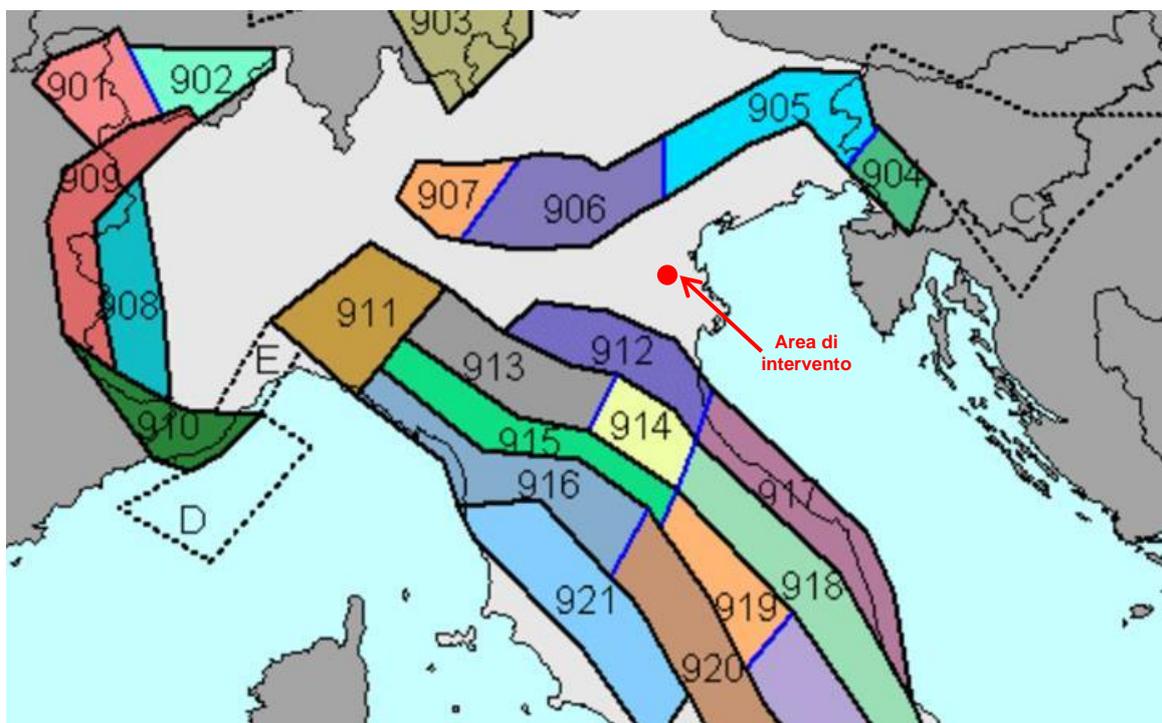


Figura 7-1 - Zone sismogenetiche (INGV) e epicentri dei terremoti storici suddivisi per classi di magnitudo (cpt15)

A partire dal 23/10/05 trova attuazione, in via di prima applicazione, la classificazione sismica stabilita dall'Allegato 1, punto 3 dell'Ordinanza n. 3274/2003. Con la DGR. N. 244 del 9 marzo 2021 la regione Veneto sul proprio territorio ha aggiornato la classificazione sismica. In base all'Allegato B della DGR n. 244 il comune di Cona ove verrà realizzato il campo fotovoltaico risulta classificato "zona 3".

⁵ Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P., 2019. Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPT15), versione 2.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/CPTI/CPTI15.2>

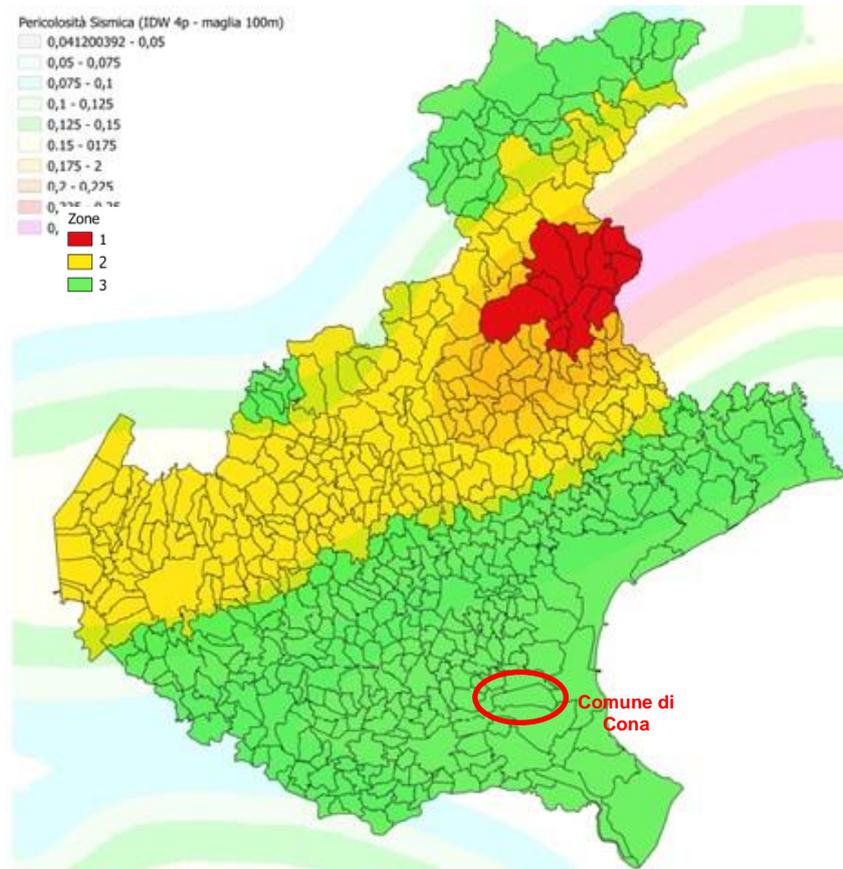


Figura 7-2 – Zonizzazione sismica comunale (Fonte: Regione Veneto)

Le azioni sismiche di progetto sono determinate a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione. Secondo le NTC 18 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($V_{s30} > 800$ m/s) viene effettuata con un approccio “sito dipendente”. Nell'allegato A delle NTC 2008 è presentata la procedura per la stima dei parametri spettrali necessari alla definizione dell'azione sismica di progetto che sono calcolati in funzione del reticolo di riferimento (Allegato B delle NTC 08):

- a_g = accelerazione massima orizzontale del terreno;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro;
- T^*_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione.

Note le coordinate geografiche, si ubica il sito in esame all'interno del reticolo di riferimento, i parametri spettrali, per un determinato periodo di ritorno (T_R), sono calcolati dalla media pesata, rispetto la distanza, dei valori riferiti ai quattro nodi del reticolo.

Il periodo di ritorno è valutato in funzione del periodo di riferimento (V_R) che si ricava, per ciascun tipo di costruzione moltiplicando la vita nominale (V_N) per il coefficiente d'uso (C_U).

Per le opere in progetto nel campo fotovoltaico si è assunto:

$V_N = 50$ anni;

Classe d'uso I - $C_U = 0,7$;

Da cui $V_R = 35$ anni.

Gli stati limite rispetto ai quali devono essere verificate le prestazioni di un'opera o di una parte di essa che possono verificarsi durante la V_N in presenza di azioni sismiche sono:

-Stati limite di esercizio

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

-Stati limite ultimi

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

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}) a cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono riportati in Tabella 7-2 (Tabella 3.2.1. delle NTC 18).

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81 %
	SLD	63 %
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 7-2 - Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

In Figura 7-3 è riportata l'ubicazione del sito investigato rispetto ai nodi del reticolo di riferimento che lo circondano e in Tabella 7-3 i rispettivi codici. Le coordinate geografiche considerate rappresentative del sito sono: Lat. 45,196039°, Long. 12,095548°.

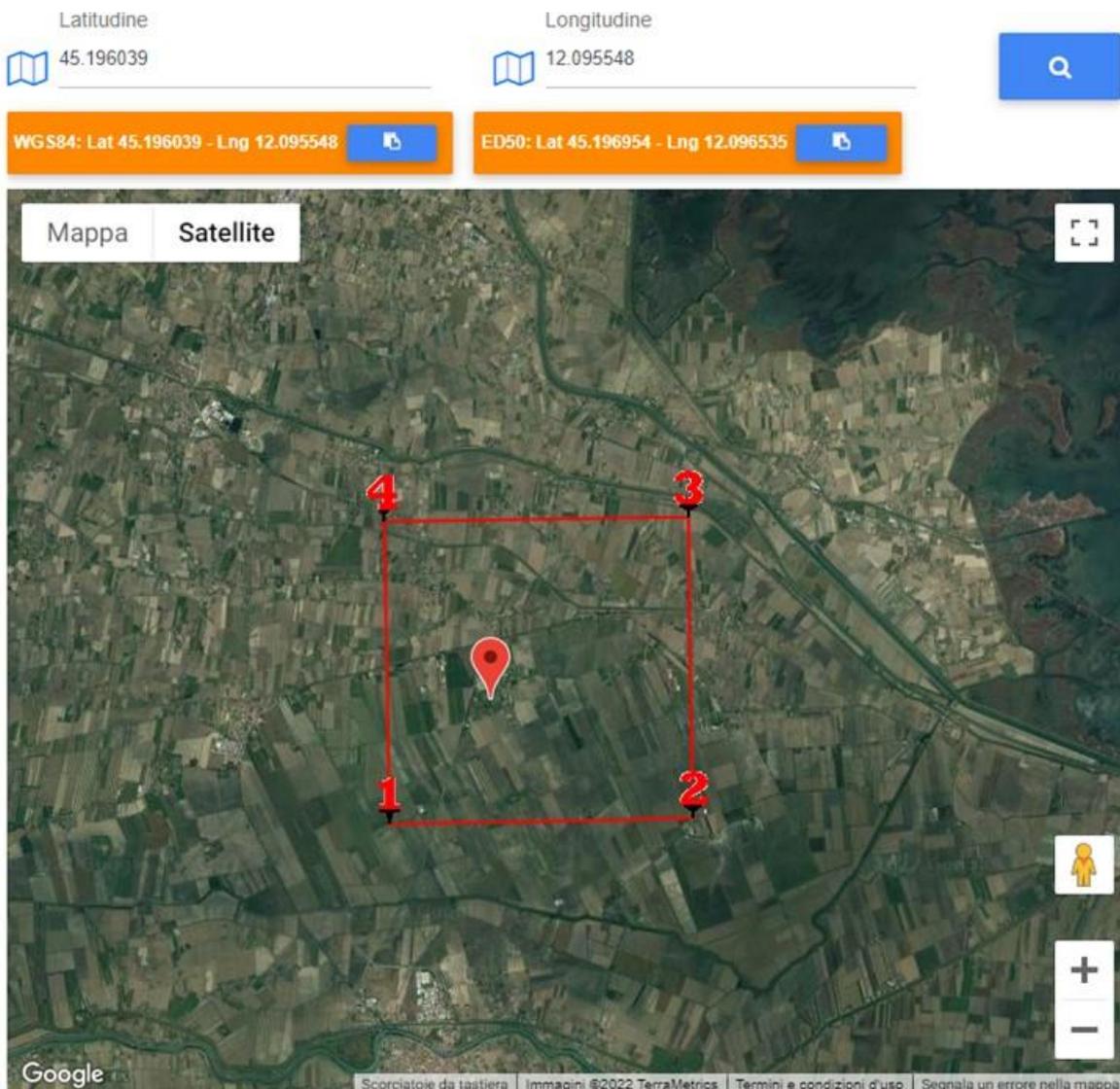


Figura 7-3 - Ubicazione dell'area di intervento rispetto al reticolo di riferimento

	ID	Lat.	Long.	Distanza dall'area di interesse (m)
1	13855	45,1765	12,0729	2.935
2	13856	45,1773	12,1436	4.286
3	13634	45,2273	12,1425	4.938
4	13633	45,2265	12,0717	3.819

Tabella 7-3 – Nodi del reticolo di riferimento che circondano il sito di intervento

I valori dei parametri spettrali ottenuti in questo modo sono relativi ad una situazione geologica assente da fenomeni locali ovvero con substrato sismico ($V_s > 800$ m/s) affiorante e assetto morfologico pianeggiante. Nel caso in esame, non essendo rispettata la prima condizione ai fini della determinazione dell'azione sismica, occorre valutare, secondo quanto riportato nelle NTC 18, l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, oppure, qualora le caratteristiche stratigrafiche siano chiaramente riconducibili alle categorie di sottosuolo descritte nella tabella 3.2.11 delle NTC 18, facendo riferimento ad un approccio semplificato, basato sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio.

Per la valutazione della $V_{s,30}$ è stata effettuata una indagine sismica MASW accompagnata da un'indagine sismica passiva HVSR (mediante il TROMINO). I risultati dell'indagine effettuata da tecnici della società SGT sas sono riportati in allegato. In base ai valori di $V_{s,30}$ misurati i terreni investigati risultano caratterizzabili all'interno della categoria di sottosuolo D.

Rispetto le condizioni topografiche il sito risulta classificato nella categoria T1.

I valori dei parametri a_g , F_o e T_c^* calcolati mediante l'utilizzo dell'applicativo Gesostru-PS (<https://geoapp.eu/parametrisismici2018/>) sono riportati in Tabella 7-4.

Stato limite	Pv_R	T_R (anni)	a_g (g)	F_o	TC^*
Operatività	81%	30	0,026	2,497	0,206
Danno	63%	35	0,027	2,495	0,213
Salv. Vita	10%	332	0,053	2,671	0,348
Collasso	5%	682	0,064	2,769	0,373

Tabella 7-4 – Valore dei parametri A_g , F_o e T_c

Stato limite	S_s	S_T (anni)	$a_{max} = a_g * g * S_s * S_T$
Operatività (SLO)	1,80	1,00	0,452
Danno (SLD)	1,80	1,00	0,478
Salv. Vita (SLV)	1,80	1,00	0,940
Collasso (SLC)	1,80	1,00	1,131

Tabella 7-5 – Valore di a_{max} (m/sec²) per la categoria di suolo D

Secondo le indicazioni delle NTC 18 tra gli effetti indotti da un sisma occorre verificare la stabilità dei terreni alla liquefazione che viene così definita "fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate".

Le NTC al riguardo forniscono una lista di circostanze da analizzare per il sito in esame delle quali, se ne risulta verificata almeno una, viene esclusa la necessità di verifica della suscettibilità dei terreni alla liquefazione. Di seguito è riportato testualmente l'elenco, tratto dalle NTC 18, delle circostanze da verificare:

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 $U_c > 3,5$.

Le indagini sviluppate in questa fase hanno consentito di valutare che dei primi tre punti in elenco nessuno è verificato; mentre, per decidere se prelevare dei campioni di terreno e valutare il punto 4, è stata effettuata una valutazione della suscettibilità dei terreni alla liquefazione applicando i metodi semplificati basati sulle interpretazioni derivanti dalle CPTU effettuate, che hanno evidenziato la presenza di terreni con caratteristiche tali da comportare la verifica entro i primi 15 m di profondità dal piano campagna.

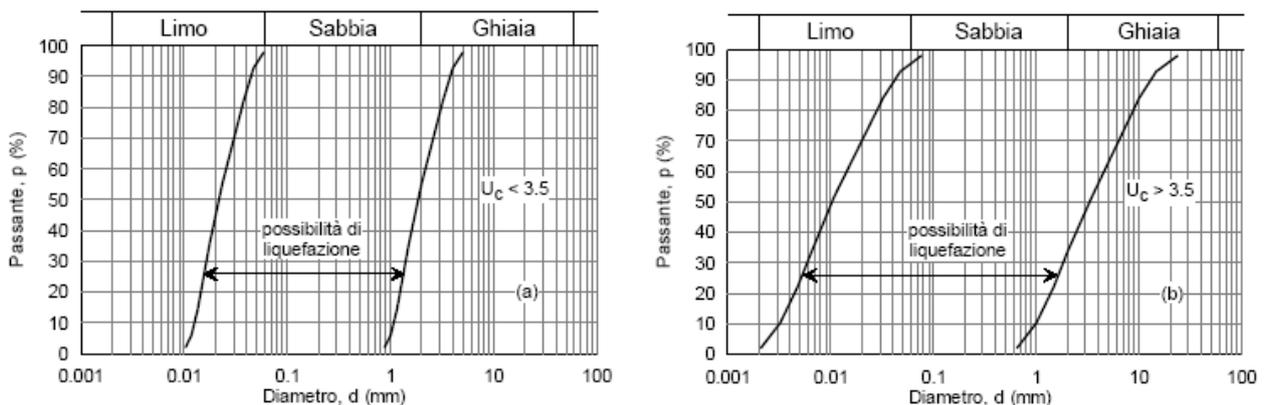


Tabella 7-6 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

7.2 Valutazione del potenziale di liquefazione dei terreni

I metodi semplificati di valutazione del rischio sismico di liquefazione da prove in sito sono di tipo storico-empirico in quanto utilizzano una base dati, la più ampia possibile, di informazioni sul comportamento osservato di siti sabbiosi in occasione di terremoti storici.

La resistenza che un deposito sabbioso saturo oppone alla liquefazione viene definita attraverso il fattore di sicurezza. Il fattore di sicurezza F_s è definito dal rapporto tra il parametro che definisce la resistenza alla liquefazione denominato CRR (Cyclic Resistance Ratio), desunto dai risultati di prove in sito e nel caso in esame dalle CPT e il parametro di carico sismico che è la tensione tangenziale sismica CSR (Cyclic Stress Ratio) che è stimato sulla base di considerazioni teoriche ed empiriche, delle caratteristiche del terremoto, magnitudo e accelerazione di picco in superficie.

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

Nell'analisi è stata considerato come valore di magnitudo, quello della magnitudo momento massima (M_{wMax}) della zona sismogenetica in cui ricade il sito. Il dato è stato tratto da Gruppo di Lavoro (2004) - Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 Marzo 2003. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici.

I dati utilizzati per la stima del potenziale di liquefazione sono i seguenti:

- ✓ Come zona sismogenetica di riferimento è stata utilizzata la n. 912, caratterizzata da una magnitudo M_{wMax} di 6,14.
- ✓ Come classe d'uso è stata considerata la classe d'uso I;
- ✓ Il valore di a_{max} per l'area di intervento è pari a 0,94 m/s².
- ✓ La profondità della falda considerata nei calcoli corrisponde alla quota d'acqua rilevata nelle indagini geognostiche.

La stima del CRR è stata effettuata considerando i dati delle prove CPTU effettuate. Per quanto riguarda le analisi sviluppate utilizzando i dati delle prove CPTU, i risultati sono stati espressi in termini di Indice del

Potenziale di Liquefazione (IP_L) (Iwasaki et al., 1982) che è un indice utilizzato per rappresentare il rischio di liquefazione (Tabella 7-7):

$$IP_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

$$F(z) = 1 - F_s(z) \quad \text{per } F_s \leq 1,0$$

$$F(z) = 0,0 \quad \text{per } F_s > 1,0$$

$$W(z) = 10^{-10} (z/z_{crit})$$

$z_{crit} = 20$ m valore della profondità alla quale può escludersi il fenomeno della liquefazione.

Valore di PL	Rischio di liquefazione
$IP_L = 0$	Molto basso
$0 < IP_L \leq 5$	Basso
$5 < IP_L < 15$	Alto
$IP_L > 15$	Molto alto

Tabella 7-7 – Valutazione del rischio di liquefazione in funzione del valore di IP_L (IWASAKI ET AL. 1978)

I valori di IP_L stimati sono riportati in Tabella 7-8 e in Allegato 3:

	Valore di IP_L			
	Robertson 2009		Boulanger & Idriss 2014	
	senza correzione strati sottili	con correzione strati sottili	senza correzione strati sottili	con correzione strati sottili
CPTU-1	0,0	0,6	0,0	0,0
CPTU-2	0,0	0,0	0,0	0,0
CPTU-3	0,0	0,0	0,0	0,0
CPTU-4	0,0	0,0	0,0	0,0
CPTU-5	0,0	0,0	0,0	0,0
CPTU-6	0,0	0,0	0,0	0,0
CPTU-7	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabella 7-8 – valori di IP_L stimati

Sulla base del valore dell'indice IP_L è possibile indicare che per i terreni investigati il rischio di liquefazione risulta "basso". In base ai valori di IP_L stimati è possibile indicare che gli effetti provocati dalla potenziale liquefazione dei terreni sono non dannosi e pertanto il sito sotto questo aspetto può ritenersi stabile.

8 PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

In Tabella 8-1 sono riportati i dati dimensionali delle fondazioni superficiali delle cabine in progetto per le quali viene effettuata una stima della capacità portante; le fondazioni saranno fondazioni superficiali a platea. L'ubicazione delle cabine e delle indagini geognostiche effettuate è riportata in Figura 8-1.

Edificio / struttura fondazione	Larghezza B (m)	Lunghezza L (m)	Profondità piano di posa (m)
Cabinet inverter	2,44	6,06	0,5
Cabine utente	2,5	6,5	0,7
Cabine aux	2,5	6,5	0,7
Cabina di consegna CHIRON FTV	2,3	10,5	1,0
Cabina di consegna PAVIA	2,3	8,5	1,0

Tabella 8-1 - Dimensioni in pianta delle platee di fondazione

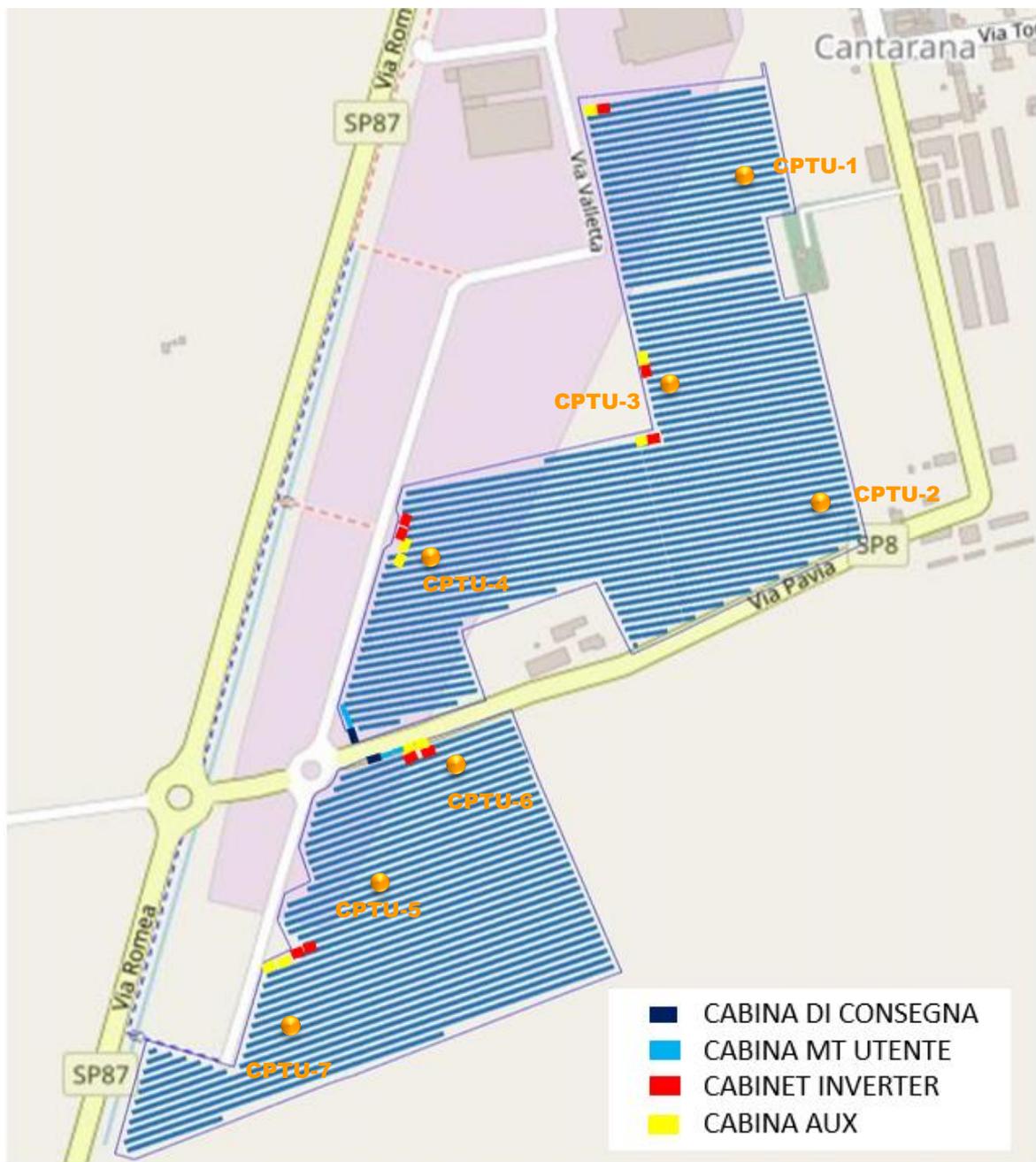


Figura 8-1 - Ubicazione delle cabine e delle indagini geognostiche eseguite

Per il calcolo in condizioni statiche della resistenza del terreno interagente con la fondazione per collasso determinato dal raggiungimento del carico limite (capacità portante) è stata utilizzata l'espressione di Hansen (1970) tratta da Bowles (1991):

$$q_{ult} = CN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma r_\gamma \quad (7.1)$$

dove:

N_c, N_q, N_γ = fattori di portata;

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma;

d_c, d_q, d_γ = fattori di profondità;

i_c, i_q, i_γ = fattori di inclinazione del carico;

g_c, g_q, g_γ = fattori di inclinazione del terreno;

b_c, b_q, b_γ = fattori di inclinazione del piano di posa di fondazione;

C = coesione;

γ_1 = peso per unità di volume del terreno sopra il piano posa delle fondazioni;

γ_2 = peso per unità di volume del terreno sotto il piano posa delle fondazioni;

D = profondità delle fondazioni;

B = dimensione delle fondazioni;

r_γ = fattore correttivo che dipende dalle dimensioni delle fondazioni.

La resistenza di progetto R_d in condizioni statiche si ottiene moltiplicando la q_{ult} per la superficie efficace A' della fondazione. Considerate le dimensioni e la profondità di posa delle platee, risulta che i terreni interessati dal cuneo di rottura sono quelli di natura prevalentemente coesiva appartenenti all'unità litotecnica I (Caratterizzata dagli stessi valori caratteristici dei parametri geotecnici per entrambi i modelli geotecnici individuati).

Il calcolo viene effettuato adottando l'approccio 2 (A1-M1-R3) nel quale i coefficienti parziali dei parametri geotecnici sono uguali a 1.

Come valori caratteristici dei parametri geotecnici nel caso in esame è stato considerato:

$$\varphi_{ud} \equiv \varphi_{uk} = 28^\circ \text{ (kg/cm}^2\text{) per l'unità litotecnica 1}$$

$$c_{ud} \equiv c_{uk} = 0,3 \text{ (kg/cm}^2\text{) per l'unità litotecnica 2}$$

Area Nord

Seguendo le premesse su esposte in Tabella 8-2, sono riportati i risultati delle verifiche in termini di resistenza dei terreni di fondazione per raggiungimento del carico limite (R_d) in condizioni statiche per le cabine poste sull'area Nord. Dato che per il calcolo è stato adottato l'approccio 2, il coefficiente parziale γ_R utilizzato è pari a 2,3.

Edificio / struttura fondazione	CPTU di riferimento	Larghezza B (m)	Lunghezza L (m)	Profondità piano di posa (m)	Rdstatico (kN)
Cabinet inverter 1	1	2,44	6,06	0,5	1140
Cabinet inverter 2A	2	2,44	6,06	0,5	1150
Cabinet inverter 2B	2	2,44	6,06	0,5	1150
Cabinet inverter 3A	4	2,44	6,06	0,5	1150
Cabinet inverter 3B	4	2,44	6,06	0,5	1150
Cabina aux 1	1	2,5	6,5	0,7	1270
Cabina aux 2A	2	2,5	6,5	0,7	1280
Cabina aux 2B	2	2,5	6,5	0,7	1280
Cabina aux 3A	4	2,5	6,5	0,7	1300
Cabina aux 3B	4	2,5	6,5	0,7	1300
Cabina utente 1	4	2,5	6,5	0,7	1300
Cabina utente 2	4	2,5	6,5	0,7	1300
Cabina utente 3	4	2,5	6,5	0,7	1300
Cabina di consegna CHIRON FTV	4	2,48	10,53	1,0	1980

Tabella 8-2 - Resistenza di progetto Area Nord

Area Sud

In Tabella 8-2, sono riportati i risultati delle verifiche in termini di resistenza dei terreni di fondazione per raggiungimento del carico limite (R_d) in condizioni statiche per le cabine poste sull'area Sud. Il coefficiente parziale γ_R utilizzato è pari a 2,3.

Edificio / struttura fondazione	CPTU di riferimento	Larghezza B (m)	Lunghezza L (m)	Profondità piano di posa (m)	Rdstatico (kN)
Cabinet inverter 4A	6	2,44	6,06	0,5	1140
Cabinet inverter 4B	6	2,44	6,06	0,5	1140
Cabinet inverter 5A	7	2,44	6,06	0,5	1150
Cabinet inverter 5B	7	2,44	6,06	0,5	1150
Cabina aux 4A	6	2,5	6,5	0,7	1300
Cabina aux 4B	6	2,5	6,5	0,7	1300
Cabina aux 5A	7	2,5	6,5	0,7	1300
Cabina aux 5B	7	2,5	6,5	0,7	1300
Cabina utente 4	6	2,5	6,5	0,7	1300
Cabina utente 5	6	2,5	6,5	0,7	1300
Cabina di consegna PAVIA	6	2,48	8,53	1,0	1610

Tabella 8-3 - Resistenza di progetto Area sud

10 CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per la stima dei cedimenti del terreno di fondazione è stata utilizzata la teoria della consolidazione utilizzando l'equazione seguente:

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta q \cdot H \quad (9.1)$$

nella quale:

ΔH = cedimento;

Δq = variazione media della pressione nello strato con la profondità;

H = spessore dello strato.

$m_v = 1/E$ modulo di compressibilità volumetrica. Si ottiene dalla q_c mediante la relazione:

$$m_v = 1/(\alpha q_c) \quad (9.2)$$

dove:

α = coefficiente che dipende dalla natura litologica dei terreni esaminati.

q_c = resistenza alla punta.

Il valore caratteristico del modulo di compressibilità volumetrico è stato calcolato utilizzando tutte le letture di resistenza alla punta delle prove poste in prossimità della futura ubicazione delle opere, ovvero considerando un ΔH pari a 2 cm. I valori caratteristici corrispondono a quelli di progetto in quanto il coefficiente parziale γ_M da utilizzare è pari a 1. Come pressione trasmessa ai terreni di fondazione è stato considerato un valore ipotetico pari a 0,1 e 0,5 Kg/cm².

I cedimenti sono stati valutati in corrispondenza del centro (Sc) di ogni cabina, i valori ottenuti sono riportati nelle tabelle sottostanti.

Edificio / struttura fondazione	CPTU di riferimento	Pressione trasmessa ai terreni	
		0,1 kg/cm ²	0,5 kg/cm ²
Cabinet inverter 1	1	0,5	2,5
Cabinet inverter 2A	2	0,6	3,1
Cabinet inverter 2B	2	0,6	3,1
Cabinet inverter 3A	4	0,6	2,7
Cabinet inverter 3B	4	0,6	2,7
Cabina aux 1	1	0,5	2,5
Cabina aux 2A	2	0,6	3,1
Cabina aux 2B	2	0,6	3,1
Cabina aux 3A	4	0,6	2,8
Cabina aux 3B	4	0,6	2,8
Cabina utente 1	4	0,6	2,8
Cabina utente 2	4	0,6	2,8
Cabina utente 3	4	0,6	2,8
Cabina di consegna CHIRON FTV	4	0,6	2,9

Tabella 10-1 - Cedimenti fondazioni in condizioni statiche Area Nord

Edificio / struttura fondazione	CPTU di riferimento	Pressione trasmessa ai terreni	
		0,1 kg/cm ²	0,1 kg/cm ²
Cabinet inverter 4A	6	0,5	2,2
Cabinet inverter 4B	6	0,5	2,2
Cabinet inverter 5A	7	0,5	2,7
Cabinet inverter 5B	7	0,5	2,7
Cabina aux 4A	6	0,5	2,2
Cabina aux 4B	6	0,5	2,2
Cabina aux 5A	7	0,5	2,7
Cabina aux 5B	7	0,5	2,7
Cabina utente 4	6	0,5	2,2
Cabina utente 5	6	0,5	2,2
Cabina di consegna PAVIA	6	0,4	2,1

Tabella 10-2 - Cedimenti fondazioni in condizioni statiche Area sud

11 CONSIDERAZIONI DI SINTESI

Lo studio svolto è stato finalizzato al riconoscimento delle principali caratteristiche geologiche dei terreni presenti in corrispondenza dell'area di circa 28,6 ha, interessata dal progetto di un lotto di impianti di produzione di energia elettrica da fonte fotovoltaica della potenza nominale complessiva di 27.866,8 kW, ubicato nel comune di Cona (Venezia).

L'area è compresa nelle sezioni 148140 e 169020 della Carta Tecnica Regionale. Le coordinate geografiche riferite al datum WGS84 del baricentro dell'area di realizzazione del campo fotovoltaico sono: Lat. 45,196039°, Long. 12,095548°.

All'interno dell'impianto fotovoltaico è in progetto la realizzazione di alcune strutture di servizio per le quali è previsto il ricorso a fondazioni di tipo superficiale a platea. Si tratta di n. 9 Cabinet inverter, n. 5 cabine utente, n. 9 cabine aux e n. 2 cabine di consegna.

Per la definizione dell'assetto litologico sono state realizzate nel mese di luglio 2022 n. 7 prove penetrometriche statiche con punta elettrica spintesino alla profondità di circa 15 m da p.c., n. 1 misura sismica attiva (MASW) e n. 1 misura dei Microtremori (HVSr) con TROMINO. I dati sperimentali e le informazioni bibliografiche hanno permesso di definire l'assetto geologico dell'area di intervento.

Di seguito sono sintetizzati gli aspetti principali delle analisi svolte.

L'area nell'intorno del futuro campo fotovoltaico risulta pianeggiante con quote comprese tra circa -0,2÷-0,7 m slm nella porzione a Sud della Strada Provinciale n. 8 mentre nella porzione a Nord le quote sono leggermente più depresse, comprese tra -1,2 e -0,5 m slm.

In riferimento alla subsidenza l'area ove verrà realizzato l'impianto fotovoltaico è interessata da una velocità di abbassamento del suolo compresa tra 0,5 e 1 mm, tale da poter definire il fenomeno caratterizzato da rilevanza minima.

L'area è ubicata nella parte terminale della pianura alluvionale padana, nello specifico la pianura olocenica dell'Adige con apporti del fiume Po, derivata dai progressivi depositi di sedimenti trasportati dai corsi d'acqua durante le loro divagazioni all'interno della pianura in formazione. I terreni presenti risultano quindi di natura alluvionale prevalentemente sabbiosa e limosa.

L'area di intervento ricade all'interno del Bacino Scolante della Laguna di Venezia, che costituisce un complesso sistema territoriale che recapita le proprie acque nella Laguna di Venezia e rientra nel sottobacino del Canale dei Cuori – Canale Morto, la cui rete idrografica scorre in direzione Ovest-Est ed è costituita da una serie di canali secondari che si immettono nei due canali principali: la Fossa Monselesana e Canale dei Cuori.

A nord dell'area è presente lo scolo Rebosola che segna il confine tra la provincia di Padova e quella di Venezia: è caratterizzato da una discreta portata d'acqua e viene utilizzato principalmente a scopo irriguo.

In riferimento alla pericolosità idraulica il PGRA ascrive tutte le opere di progetto alla classe P1 Pericolosità idraulica moderata (P1).

Per quanto riguarda il tirante idrico, calcolato negli scenari con tempi di ritorno di 30, 100, 300 anni, rappresentativi rispettivamente di alta, media e bassa probabilità.

L'area del campo fotovoltaico rientra nel comprensorio del Consorzio di Bonifica Adige Euganeo ed in particolare nei bacini idraulici Cantarana e Metiche. In riferimento al rischio idraulico individuato nel comprensorio del Consorzio l'intervento rientra in aree depresse rispetto al livello del mare e quindi esposte al pericolo di allagamenti.

L'assetto idrogeologico locale individua un sistema "multifalde", caratterizzato da livelli acquiferi, costituiti da terreni prevalentemente sabbiosi, intercalati da livelli impermeabili prevalentemente argillosi. Le falde idriche sono contenute nei livelli sabbiosi, mentre gli strati limoso-argillosi fungono da separatori tra una falda e l'altra. Nell'area di studio l'andamento della superficie freatica che presenta un andamento generale nord/ovest-sud/est, con quote comprese tra -2 e -3 m slm. Durante le indagini geognostiche svolte nel mese di luglio 2022 la falda è stata riscontrata tra 0,8 a 2,2 m da p.c.

Per quello che concerne la vulnerabilità della falda freatica la '*Carta della Vulnerabilità intrinseca della falda freatica della Pianura Veneta*' del Piano Tutela Acque della Regione Veneto indica che per l'area di intervento il rischio si può definire 'alto'.

La natura deposizionale tipicamente alluvionale dei sedimenti riconoscibili nell'area di intervento determina la presenza nel sottosuolo di livelli lentiformi spesso con ridotta continuità laterale. Questi terreni sono caratterizzati dalla presenza di un primo strato di terreno sabbioso limoso, con spessori variabili da 0,5 e 3,8 m da p.c. a cui seguono argille limose e limi argillosi con all'interno lenti più o meno continue sabbiose e limose.

Allo strato più superficiale limoso sabbioso può essere attribuito un valore di angolo di attrito φ di $28\div 30^\circ$, mentre al banco argilloso sottostante un valore di coesione c_u di circa $0,3 \text{ kg/cm}^2$.

In riferimento alla pericolosità sismica, con la DGR. N. 244 del 9 marzo 2021, la Regione Veneto sul proprio territorio ha aggiornato la classificazione sismica. In base all'Allegato B della DGR n. 244 il comune di Cona risulta classificato "**zona 3**".

In riferimento al rischio di liquefazione in caso di sisma il valore dell'indice IP_L stimato indica che per i terreni investigati il rischio di liquefazione risulta "basso".

Per le cabine in progetto all'interno del campo fotovoltaico è stata effettuata una stima della capacità portante di progetto e dei cedimenti dei terreni di fondazione in condizioni statiche considerando il ricorso a platee di fondazione. I valori ottenuti in base alle dimensioni delle fondazioni variano da 1.140 a 1.980 KN.

Per la stima dei cedimenti come pressione trasmessa ai terreni di fondazione sono stati considerati valori ipotetici pari a 0,1 e 0,5 Kg/cm^2 . Si ritiene che i cedimenti stimati rispetto alla ipotesi assunte siano in termini assoluti compatibili con le strutture in progetto.

**ALLEGATO 1:
GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE**

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Cona (VE)
Via Valletta / SP 8
Cantarana
SERVIN
05-lug-22

Falda
1.20 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
17-mag-2022
17-mag-2022

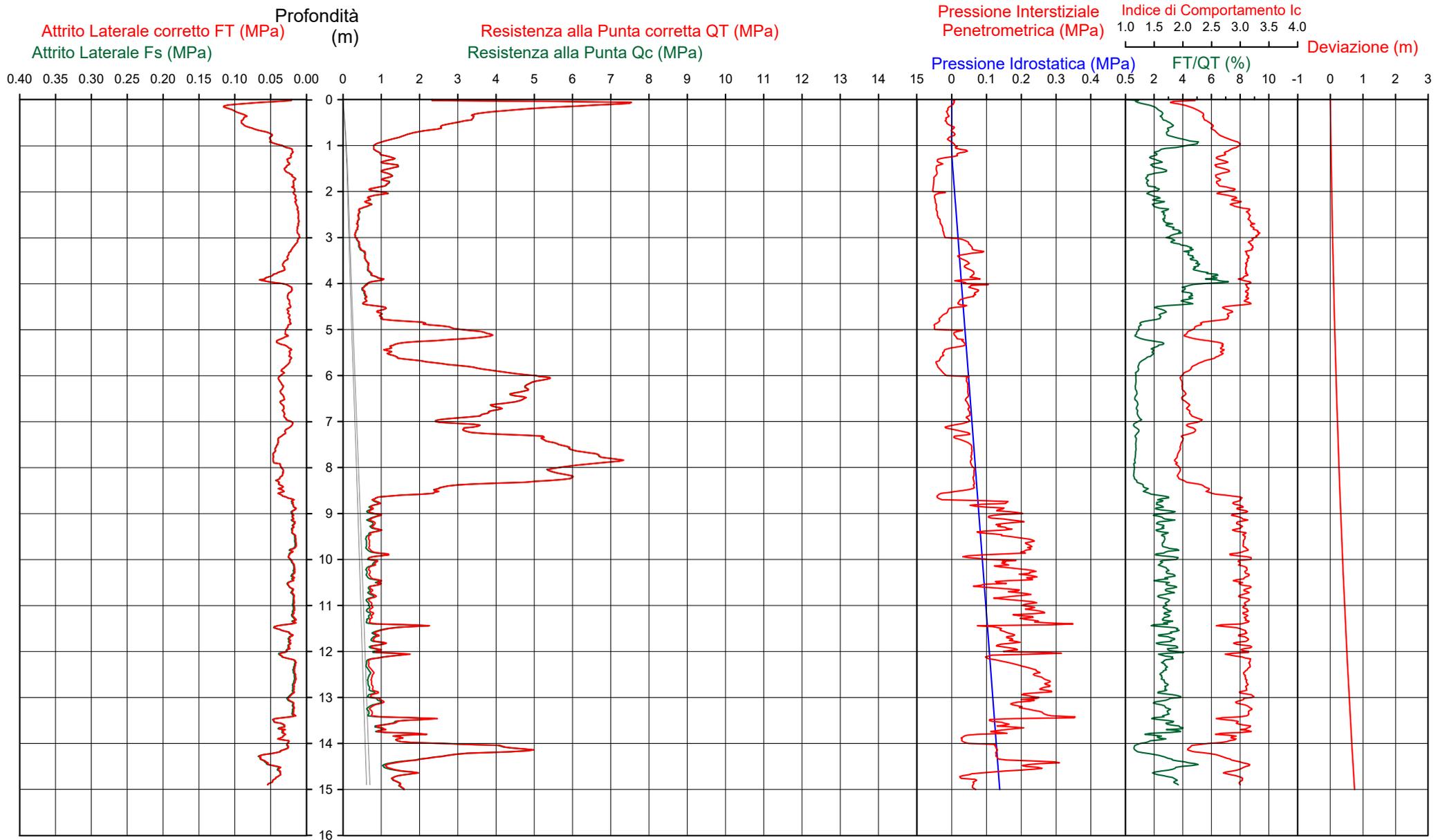


**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

CPTU 1



Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

5 luglio 2022
 Via Valletta / SP 8
 Cantarana
 Cona (VE)
 1.20



Vs15
142

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004 daN/cm ²	ft daN/cm ²	FT/Qnet %	lc Idriss iterazio	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H m	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990 %	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi daN/cm ²	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi daN/cm ²	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
60.5	102.8	0.93	1.6	2.03	sabbia-sabbia limosa	0.00	Addensata	67.9	46.4	.	.	.	222.0	194
33.0	56.1	0.93	2.9	2.41	sabbia limosa-limo sabbioso	0.20	Mediamente Addensata	47.9	40.1	.	.	.	183.1	181
13.2	22.5	0.44	3.4	2.75	limo argilloso-argilla limosa	0.70	Plastica	.	.	0.81	23.86	77.1	141	
13.7	23.4	0.31	2.3	2.64	limo argilloso-argilla limosa	1.20	Plastica	.	.	0.83	14.26	63.9	135	
15.6	26.6	0.35	2.3	2.59	sabbia limosa-limo sabbioso	1.40	Sciolta	23.3	34.1	.	.	71.9	140	
13.5	22.9	0.31	2.4	2.64	limo argilloso-argilla limosa	1.50	Plastica	.	.	0.82	11.03	63.7	134	
10.2	17.4	0.23	2.4	2.75	limo argilloso-argilla limosa	1.70	Plastica	.	.	0.66	9.79	49.2	123	
5.9	10.1	0.19	3.4	3.03	argilla-argilla limosa	2.40	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.42	3.96	36.1	110	
5.3	9.0	0.19	3.9	3.10	argilla-argilla limosa	2.80	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.38	3.25	33.0	108	
6.4	10.9	0.23	3.9	3.04	argilla-argilla limosa	3.00	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.45	3.37	40.0	114	
8.4	14.3	0.38	4.8	3.00	argilla-argilla limosa	3.30	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.57	4.05	48.3	129	
10.5	17.9	0.59	6.0	2.99	argilla-argilla limosa	3.80	Plastica	.	.	0.68	5.30	59.2	144	
7.8	13.3	0.31	4.3	2.99	argilla-argilla limosa	4.00	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.54	3.52	45.0	122	
11.4	19.2	0.31	3.1	2.77	limo argilloso-argilla limosa	4.40	Plastica	.	.	0.72	3.79	68.2	130	
30.4	44.0	0.37	1.4	2.27	sabbia limosa-limo sabbioso	4.80	Mediamente Addensata	39.9	35.6	.	.	106.4	156	
14.5	22.2	0.32	2.4	2.65	limo argilloso-argilla limosa	5.30	Plastica	.	.	0.86	5.43	67.6	137	
29.6	40.8	0.34	1.3	2.29	sabbia limosa-limo sabbioso	5.60	Mediamente Addensata	37.4	35.2	.	.	101.3	154	
50.0	63.7	0.42	0.9	2.02	sabbia-sabbia limosa	5.90	Mediamente Addensata	52.1	37.6	.	.	158.9	174	
42.2	53.1	0.39	1.0	2.12	sabbia limosa-limo sabbioso	6.50	Mediamente Addensata	46.1	36.6	.	.	136.3	169	
28.4	36.4	0.33	1.2	2.32	sabbia limosa-limo sabbioso	6.90	Sciolta	33.6	34.6	.	.	96.2	156	
36.4	45.1	0.33	0.9	2.17	sabbia limosa-limo sabbioso	7.00	Mediamente Addensata	40.7	35.7	.	.	117.0	162	
61.7	71.1	0.47	0.8	1.96	sabbia-sabbia limosa	7.30	Mediamente Addensata	55.7	38.1	.	.	194.1	186	
29.5	34.3	0.43	1.6	2.41	sabbia limosa-limo sabbioso	8.30	Sciolta	31.6	34.4	.	.	110.0	166	
11.1	13.3	0.29	3.1	2.90	limo argilloso-argilla limosa	8.60	Plastica	.	.	0.71	2.65	66.5	135	
10.1	11.8	0.25	3.0	2.94	limo argilloso-argilla limosa	8.80	Plastica	.	.	0.66	2.20	58.8	129	
9.5	10.6	0.25	3.2	3.00	argilla-argilla limosa	9.40	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.63	1.92	55.6	128	

CPTU

1

Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

5 luglio 2022
 Via Valletta / SP 8
 Cantarana
 Cona (VE)
 1.20



Società di
 Geologia
 Territoriale

S.G.T. sas.
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs15
142

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito φ'	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²		daN/cm ²	%	Idriss iterazione		m			Consistenza (Argilla)	Tatsuoka 1990	Kulhawy & Mayne 1990	Benassi	Marchi / SGT	Benassi	Robertson & Cabal 2009
										%		daN/cm ²		daN/cm ²	m/sec
						10.40	===== ===== ===== =====								
10.9	11.6	0.30	3.3	2.97	argilla-argilla limosa	10.60	===== ===== ===== =====		Plastica	.	.	0.70	2.26	63.6	136
9.5	9.8	0.25	3.3	3.02	argilla-argilla limosa	11.40	===== ===== ===== =====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.63	1.83	55.3	129
12.5	12.4	0.35	3.5	2.97	argilla-argilla limosa	12.20	===== ===== ===== =====		Plastica	.	.	0.77	3.45	72.8	143
9.9	9.3	0.25	3.2	3.04	argilla-argilla limosa	13.20	===== ===== ===== =====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.65	1.49	58.0	131
9.4	8.6	0.24	3.4	3.09	argilla-argilla limosa	13.40	===== ===== ===== =====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.62	1.51	54.8	130
20.1	18.5	0.45	2.6	2.75	limo argilloso-argilla limosa	13.50	===== ===== ===== =====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.08	3.26	102.1	167
15.9	14.3	0.40	3.2	2.89	limo argilloso-argilla limosa	14.00	===== ===== ===== =====		Plastica	.	.	0.92	2.34	92.7	156
44.9	40.9	0.37	0.9	2.20	sabbia limosa-limo sabbioso	14.20	===== ===== ===== =====		Mediamente Addensata	37.5	35.4	.	.	143.4	181
25.3	22.4	0.67	3.1	2.72	limo argilloso-argilla limosa	14.40	===== ===== ===== =====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.24	4.53	147.9	184
16.1	13.8	0.50	3.8	2.94	limo argilloso-argilla limosa	14.40	===== ===== ===== =====		Plastica	.	.	0.93	2.09	93.6	163

Comune Cona (VE)
 Via Via Valletta / SP 8
 Localita' Cantarana
 Committente SERVIN
 Data 05-lug-22

Numero prova 1
 Quota falda 1.20

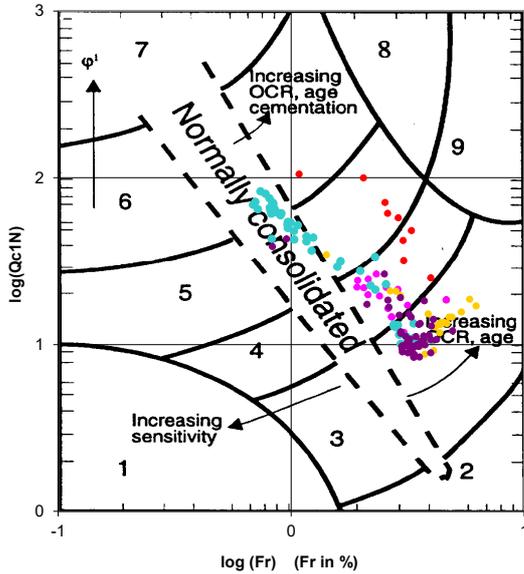


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

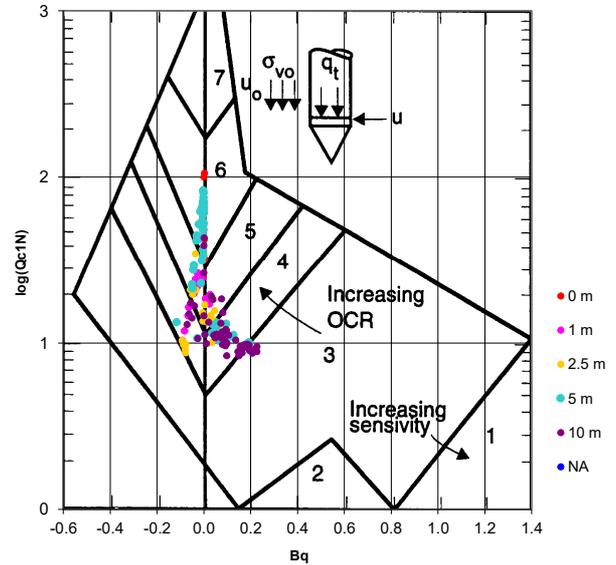
S.G.T. sas.
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

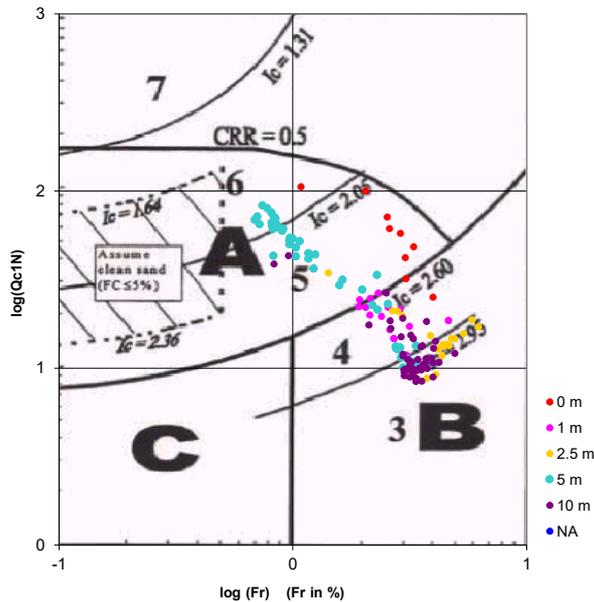
**Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)**



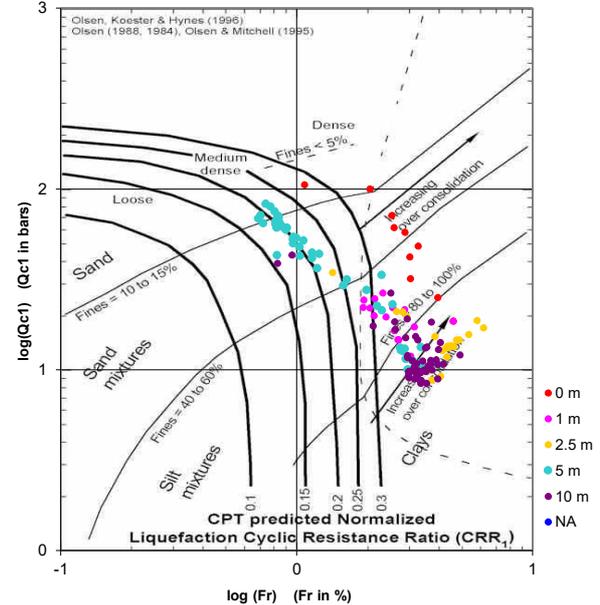
**Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilita

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Cona (VE)
Via Valletta / SP 8
Cantarana
SERVIN
05-lug-22

Falda 1.40 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

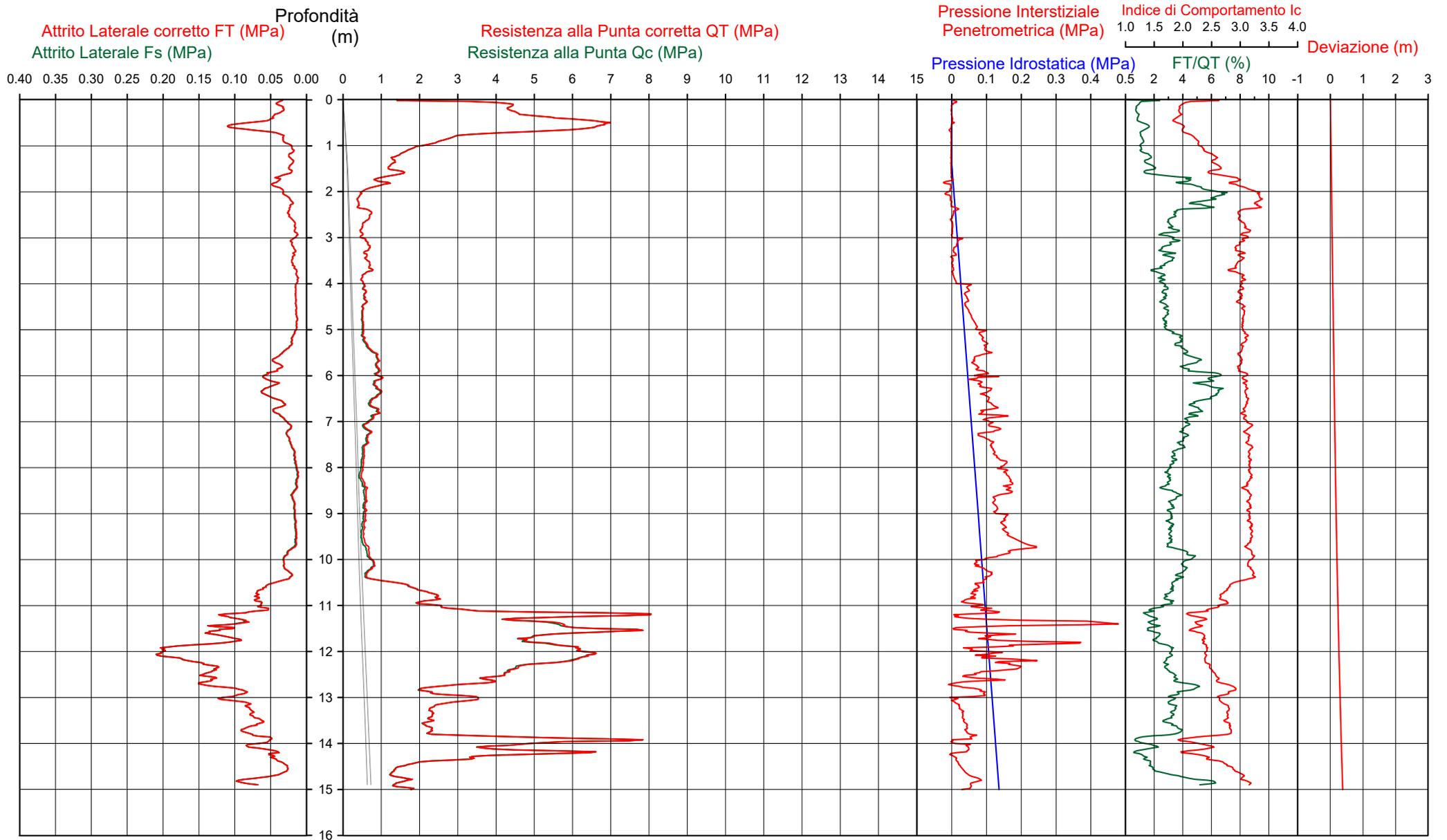
Tecnopenta 100707
Inizio prova
17-mag-2022
17-mag-2022



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
www.geo55.com

CPTU 2



Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

5 luglio 2022
 Via Valletta / SP 8
 Cantarana
 Cona (VE)
 1.40



Vs15
132

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
daN/cm ²	daN/cm ²	%		Idriss iterazione		m			%			daN/cm ²		daN/cm ²	
						0.00									
34.8	59.2	0.39	1.3	2.16	sabbia limosa-limo sabbioso	0.10		Mediamente Addensata	49.7	45.4	.	.	119.7	161
46.5	79.0	0.38	0.8	1.94	sabbia-sabbia limosa	0.40		Mediamente Addensata	59.2	43.3	.	.	147.0	161
63.1	107.3	0.80	1.3	1.95	sabbia-sabbia limosa	0.70		Addensata	69.3	42.8	.	.	215.9	188
27.9	47.5	0.32	1.1	2.21	sabbia limosa-limo sabbioso	1.00		Mediamente Addensata	42.4	37.9	.	.	93.2	146
15.0	25.5	0.21	1.4	2.48	sabbia limosa-limo sabbioso	1.40		Sciolta	22.0	34.2	.	.	53.3	127
12.0	20.5	0.24	2.0	2.64	limo argilloso-argilla limosa	1.50	H2O	Plastica	.	.	0.75	10.75	50.4	127
14.8	25.1	0.22	1.5	2.50	sabbia limosa-limo sabbioso	1.60		Sciolta	21.4	33.7	.	.	53.5	128
9.3	15.8	0.39	4.6	2.95	argilla-argilla limosa	2.00		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.62	9.58	53.5	132
4.3	7.4	0.24	6.3	3.29	argilla-argilla limosa	2.40		Fluido-plastica (Molto Soffice)	.	.	0.32	3.15	30.4	110
6.2	10.6	0.20	3.5	3.02	argilla-argilla limosa	2.80		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.44	4.59	38.0	111
4.8	8.1	0.15	3.5	3.11	argilla-argilla limosa	3.00		Fluido-plastica (Molto Soffice)	.	.	0.35	2.75	29.2	102
6.3	10.7	0.19	3.3	3.00	argilla-argilla limosa	3.50		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.44	3.30	38.0	110
6.8	11.5	0.17	2.7	2.92	limo argilloso-argilla limosa	3.80		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.48	3.51	35.7	109
5.4	9.2	0.15	3.2	3.04	argilla-argilla limosa	5.30		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.39	2.15	32.6	102
7.7	12.8	0.30	4.4	3.01	argilla-argilla limosa	5.60		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.53	2.46	44.4	120
8.9	13.4	0.45	5.8	3.07	argilla-argilla limosa	6.90		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.59	3.08	50.0	134
6.6	9.5	0.25	4.7	3.13	argilla-argilla limosa	7.40		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.47	2.20	43.1	117
5.6	7.7	0.17	4.0	3.16	argilla-argilla limosa	8.00		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.40	1.79	35.1	106
5.0	6.7	0.12	3.4	3.17	argilla-argilla limosa	8.30		Fluido-plastica (Molto Soffice)	.	.	0.37	1.35	30.4	98
5.9	7.5	0.16	3.7	3.15	argilla-argilla limosa	9.20		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.42	1.41	36.3	106
5.6	6.8	0.14	3.6	3.18	argilla-argilla limosa	9.70		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.40	1.29	34.2	103
7.5	8.7	0.27	4.8	3.17	argilla-argilla limosa			Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.52	1.49	43.0	122

Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

5 luglio 2022
 Via Valletta / SP 8
 Cantarana
 Cona (VE)
 1.40



Vs15
132

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009
daN/cm ²	daN/cm ²	%		Idriss iterazione		m				%		daN/cm ²		daN/cm ²	m/sec
						10.50	=====								
21.3	23.2	0.64	3.3	2.73	limo argilloso-argilla limosa	11.00	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.12	3.51	124.3	171
55.9	56.9	1.30	2.4	2.35	sabbia limosa-limo sabbioso	12.30	=====		Mediamente Addensata	48.4	36.9	.	.	265.0	221
44.0	43.2	1.31	3.1	2.51	sabbia limosa-limo sabbioso	12.50	=====		Mediamente Addensata	39.3	35.6	.	.	257.4	220
38.4	37.2	1.38	3.8	2.62	limo argilloso-argilla limosa	12.70	=====		Semi solida (Molto duro)	.	.	1.55	6.75	222.6	218
23.3	22.3	1.06	5.0	2.86	limo argilloso-argilla limosa	12.90	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.18	4.29	133.4	194
31.7	30.0	1.03	3.5	2.67	limo argilloso-argilla limosa	13.10	=====		Semi solida (Molto duro)	.	.	1.41	5.14	184.5	203
23.1	21.2	0.77	3.7	2.79	limo argilloso-argilla limosa	13.80	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.17	4.06	134.1	184
45.7	41.7	0.55	1.4	2.30	sabbia limosa-limo sabbioso	14.40	=====		Mediamente Addensata	38.1	35.4	.	.	161.8	192
14.8	12.6	0.50	4.1	2.97	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.87	2.54	85.6	158

Comune Cona (VE)
 Via Via Valletta / SP 8
 Localita' Cantarana
 Committente SERVIN
 Data 05-lug-22

Numero prova 2
 Quota falda 1.40

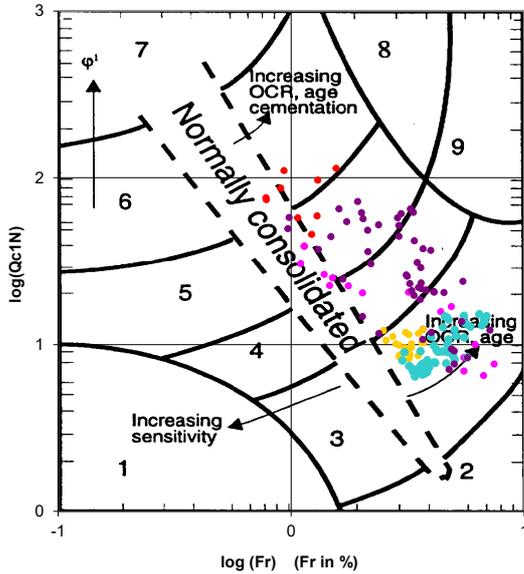


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

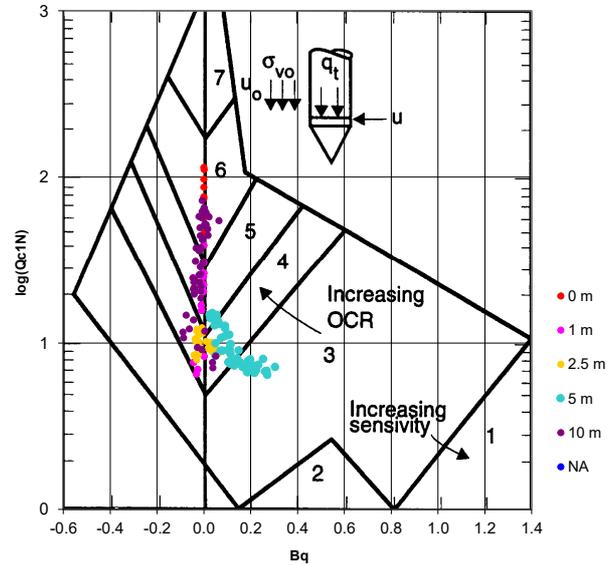
S.G.T. sas.
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

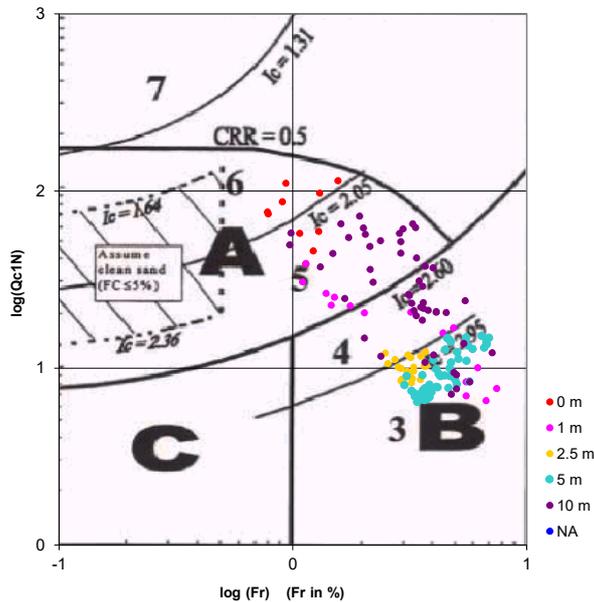
**Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)**



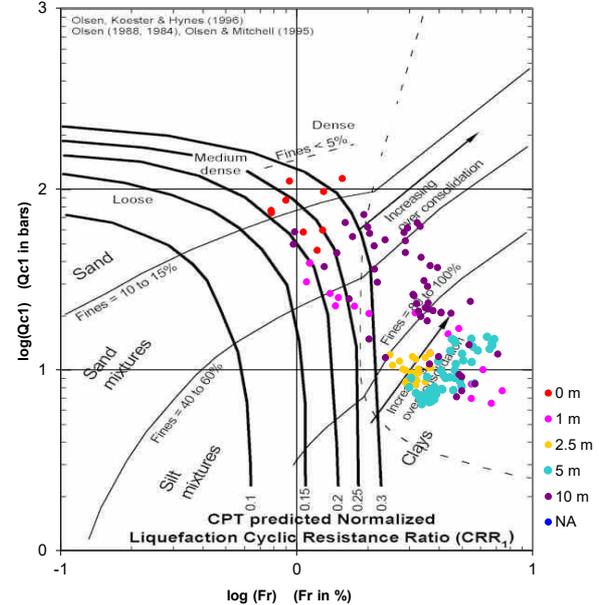
**Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilita

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Cona (VE)
Via Valletta / SP 8
Cantarana
SERVIN
05-lug-22

Falda 1.30 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
17-mag-2022
17-mag-2022



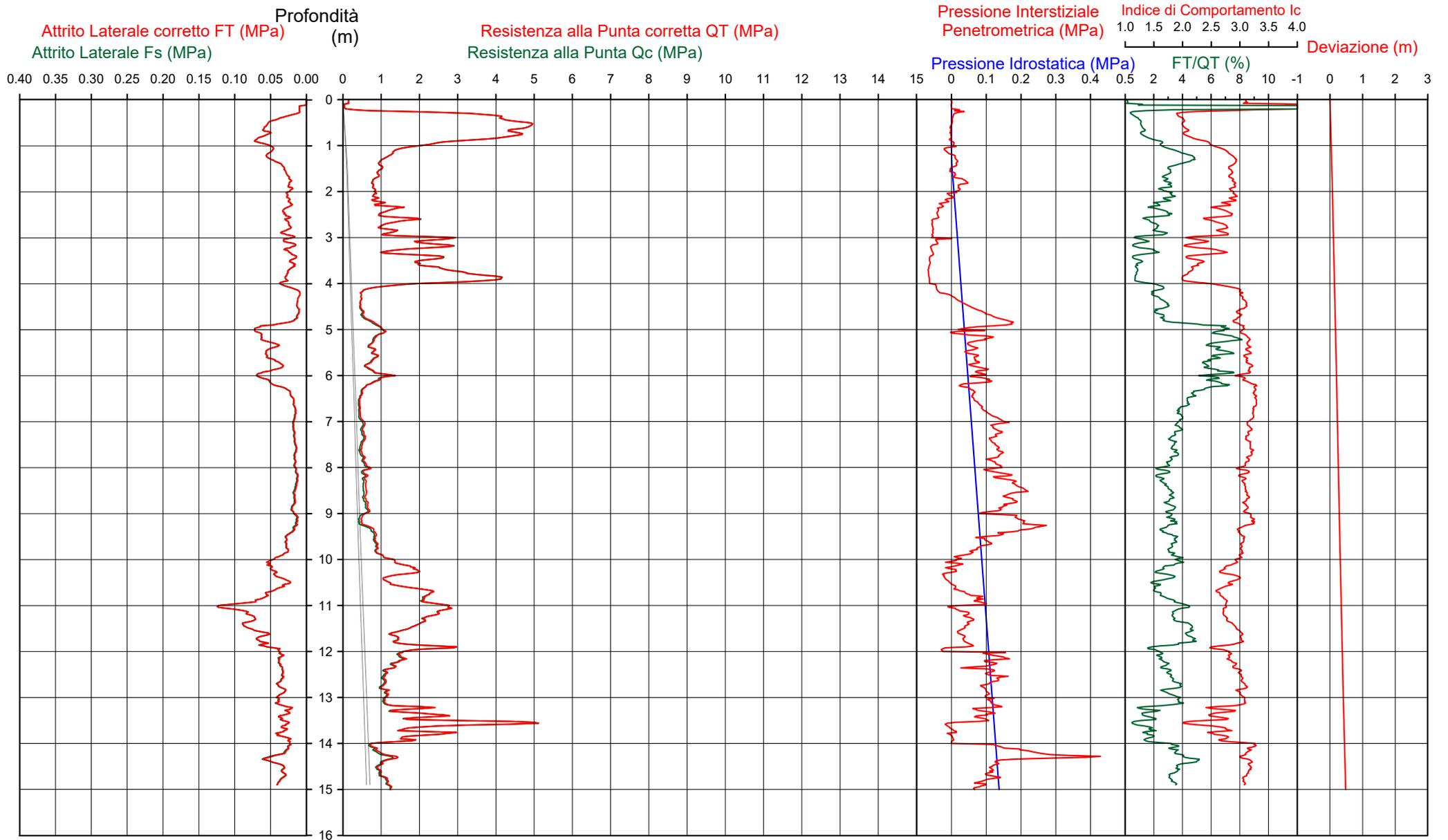
**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

CPTU

3



CPTU

3

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

5 luglio 2022
Via Valletta / SP 8
Cantarana
Cona (VE)
1.30



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs15
128

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004 daN/cm ²	ft daN/cm ²	FT/Qnet %	lc Idriss iterazio	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N m	H m	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990 %	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi daN/cm ²	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi daN/cm ²	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
14.8	16.8	0.41	3.2	2.83	limo argilloso-argilla limosa	10.60		Plastica	.	.	0.88	3.03	86.6	148	
22.5	24.1	0.77	3.7	2.78	limo argilloso-argilla limosa	11.50		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.16	4.38	130.9	178	
14.0	14.5	0.64	5.3	3.02	argilla-argilla limosa	11.80		Plastica	.	.	0.84	2.80	79.9	162	
21.0	21.3	0.49	2.8	2.71	limo argilloso-argilla limosa	12.00		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.10	3.97	113.1	167	
14.3	14.3	0.36	3.0	2.87	limo argilloso-argilla limosa	12.40		Plastica	.	.	0.85	2.74	82.2	148	
11.1	10.7	0.35	4.0	3.04	argilla-argilla limosa	13.10		Plastica	.	.	0.71	1.99	64.2	141	
15.5	14.7	0.29	2.6	2.81	limo argilloso-argilla limosa	13.30		Plastica	.	.	0.90	2.33	79.1	148	
22.0	20.7	0.32	1.7	2.60	sabbia limosa-limo sabbioso	13.50		Sciolta	15.0	32.2	.	.	83.5	159	
44.3	42.0	0.27	0.7	2.12	sabbia limosa-limo sabbioso	13.60		Mediamente Addensata	38.4	35.5	.	.	137.2	171	
18.8	17.5	0.31	1.9	2.69	limo argilloso-argilla limosa	13.70		Plastica	.	.	1.03	3.10	76.8	155	
23.6	21.9	0.36	1.8	2.60	sabbia limosa-limo sabbioso	13.80		Sciolta	16.9	32.4	.	.	92.4	165	
15.3	14.0	0.27	2.4	2.82	limo argilloso-argilla limosa	14.00		Plastica	.	.	0.89	2.73	71.1	147	
8.5	7.6	0.26	4.3	3.19	argilla-argilla limosa	14.20		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.57	1.24	48.7	128	
12.1	10.8	0.48	5.1	3.10	argilla-argilla limosa	14.40		Plastica	.	.	0.76	1.95	69.2	153	
9.7	8.5	0.33	4.5	3.16	argilla-argilla limosa	14.70		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.64	1.53	55.9	137	
11.6	10.0	0.36	4.0	3.07	argilla-argilla limosa			Plastica	.	.	0.73	1.73	66.9	145	

Comune Cona (VE)
 Via Via Valletta / SP 8
 Localita' Cantarana
 Committente SERVIN
 Data 05-lug-22

Numero prova 3
 Quota falda 1.30

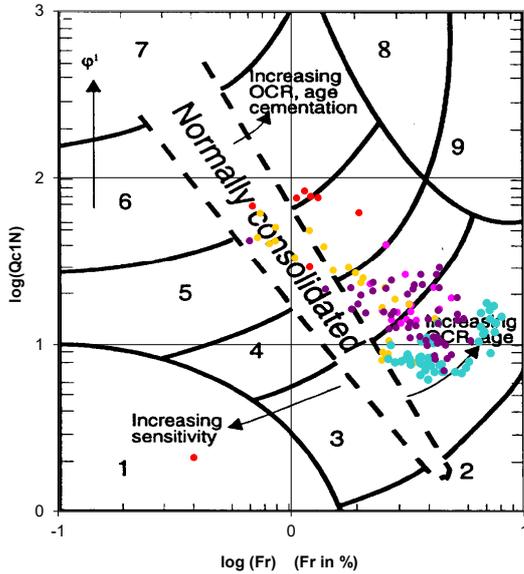


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

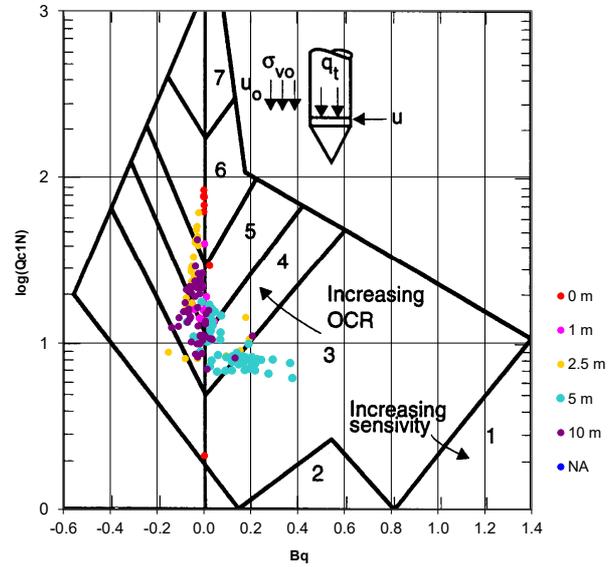
S.G.T. sas.
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

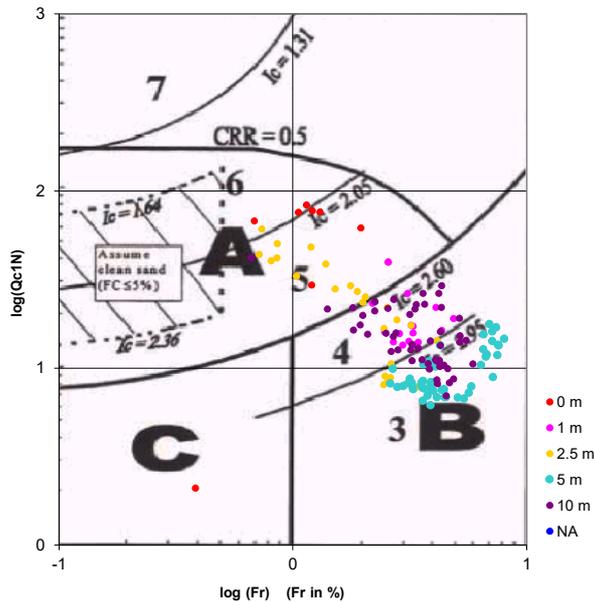
**Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)**



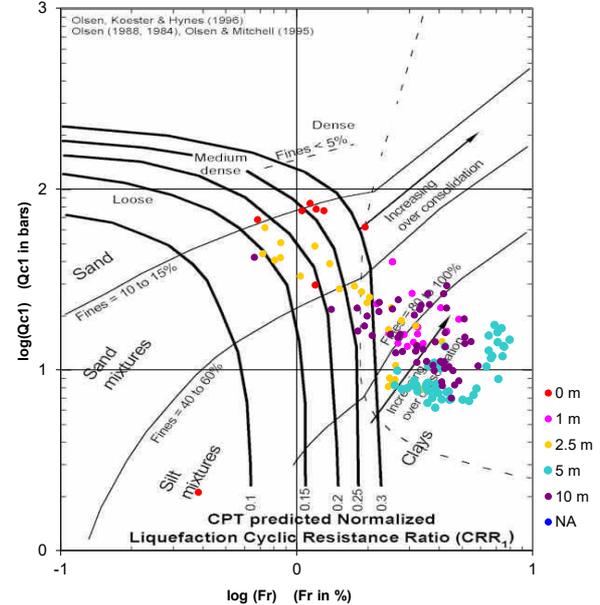
**Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensibili

Potenziale di liquefacibilita

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticità e sensibilità, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune Cona (VE)
 Via Via Valletta / SP 8
 Localita' Cantarana
 Committente SERVIN
 Data 05-lug-22

Falda 1.90 m
 Sigla della Punta Tecnopenta 100707
 Azzeramento Inizio prova
 Ultimo taratura guadagno 17-mag-2022
 Ultimo taratura per deriva termica 17-mag-2022

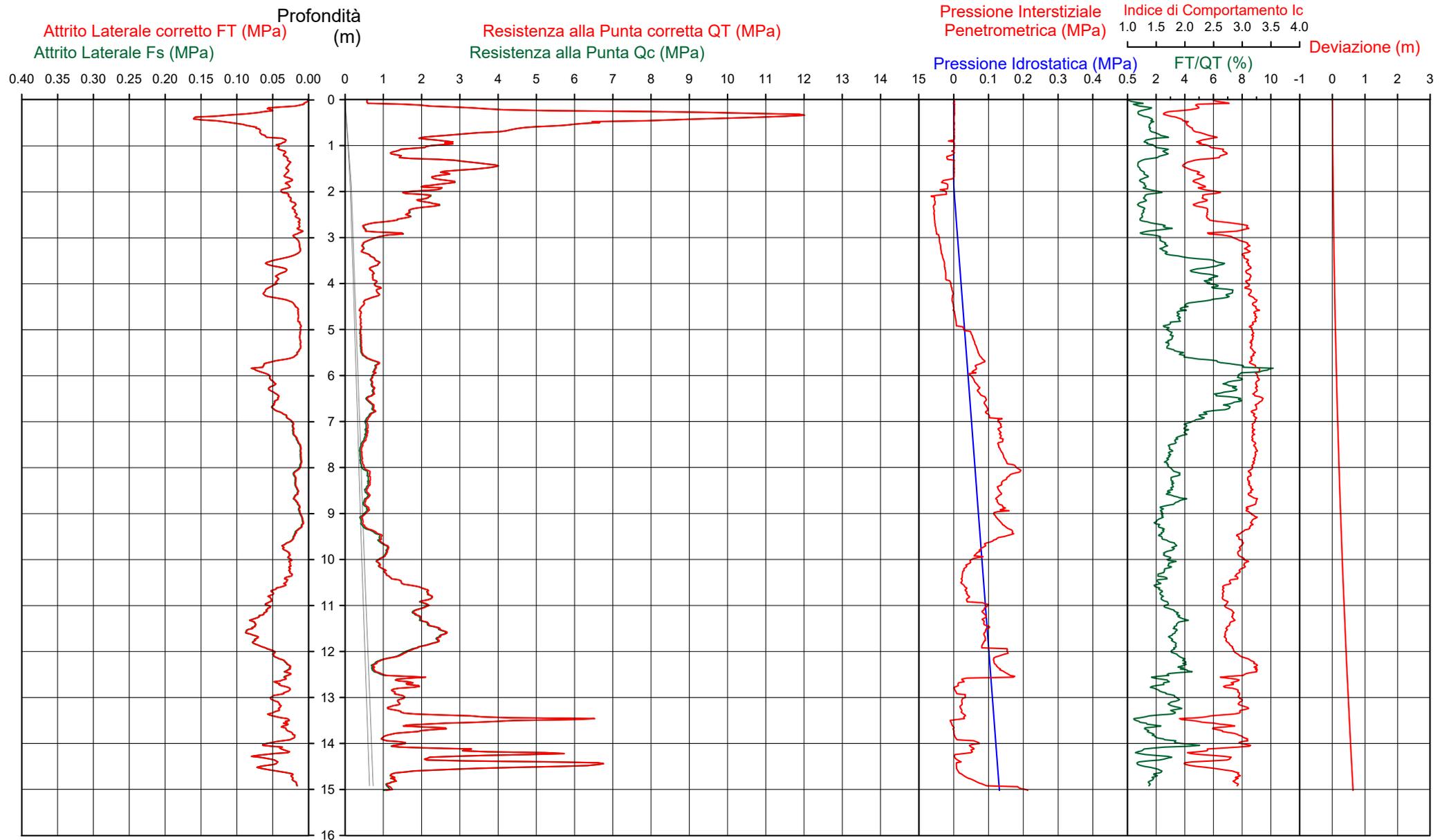


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

S.G.T. sas
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

CPTU 4bis



CPTU

4bis

Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

5 luglio 2022
 Via Valletta / SP 8
 Cantarana
 Cona (VE)
 1.90



Società di
 Geologia
 Territoriale

S.G.T. sas.
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs15
130

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
daN/cm ²	daN/cm ²	%		Idriss iterazione	m				%			daN/cm ²		daN/cm ²	
17.8	30.3	0.20	0.9	2.38	sabbia limosa-limo sabbioso	0.00				27.6	41.2			56.7	117
80.5	134.6	1.03	1.3	1.90	sabbia-sabbia limosa	0.20			76.8	44.8			279.3	203	
27.6	46.9	0.50	1.9	2.35	sabbia limosa-limo sabbioso	0.60			42.0	37.9			111.8	157	
12.6	21.4	0.33	2.7	2.70	limo argilloso-argilla limosa	1.10					0.78	13.64	65.9	135	
24.8	42.2	0.29	1.4	2.29	sabbia limosa-limo sabbioso	1.20			38.6	36.4			87.4	142	
38.3	65.2	0.30	0.8	2.00	sabbia-sabbia limosa	1.40			52.9	38.2			120.7	151	
25.4	43.2	0.29	1.2	2.24	sabbia limosa-limo sabbioso	1.50			39.3	35.9			84.9	143	
19.4	33.0	0.24	1.3	2.35	sabbia limosa-limo sabbioso	1.90		H2O					66.3	133	
7.9	13.3	0.15	2.3	2.84	limo argilloso-argilla limosa	2.60					0.54	5.19	35.5	110	
4.6	7.7	0.12	3.1	3.10	argilla-argilla limosa	3.10					0.34	2.27	27.4	98	
7.4	12.6	0.43	6.3	3.11	argilla-argilla limosa	3.30					0.51	2.53	41.6	128	
4.3	7.0	0.14	4.0	3.19	argilla-argilla limosa	4.40					0.32	1.75	26.8	96	
7.5	11.0	0.54	8.3	3.24	argilla-argilla limosa	5.60					0.52	2.28	40.4	137	
6.4	9.0	0.44	8.4	3.30	argilla-argilla limosa	6.40					0.45	1.93	49.2	129	
7.3	9.9	0.42	6.9	3.22	argilla-argilla limosa	6.60					0.50	2.16	40.2	131	
5.8	7.7	0.21	4.6	3.19	argilla-argilla limosa	6.90					0.42	1.62	37.5	112	
4.6	5.9	0.11	3.4	3.21	argilla-argilla limosa	7.40					0.34	1.27	27.8	95	
6.0	7.4	0.16	3.5	3.15	argilla-argilla limosa	8.00					0.43	1.44	36.9	108	
4.8	5.6	0.09	2.7	3.18	argilla-argilla limosa	9.00					0.35	1.07	24.7	93	
8.4	9.6	0.18	2.7	2.99	argilla-argilla limosa	9.30					0.57	1.55	44.3	119	
10.8	12.0	0.31	3.4	2.96	argilla-argilla limosa	9.60					0.69	2.22	62.7	136	
9.2	10.1	0.26	3.5	3.03	argilla-argilla limosa	9.90					0.61	2.07	53.8	129	

CPTU

4bis

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

5 luglio 2022
Via Valletta / SP 8
Cantarana
Cona (VE)
1.90



Società di
Geologia
Territoriale

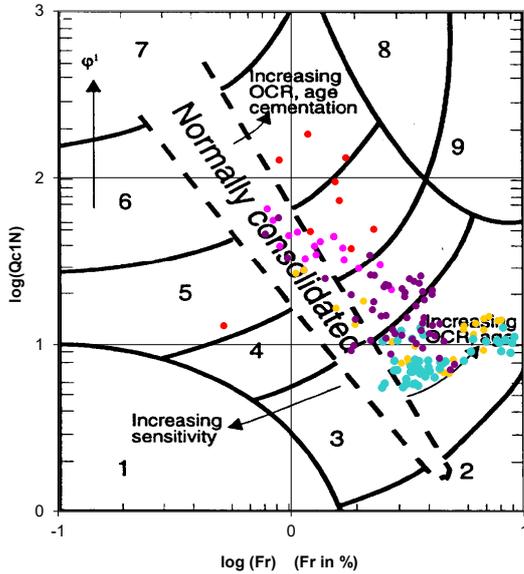
S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

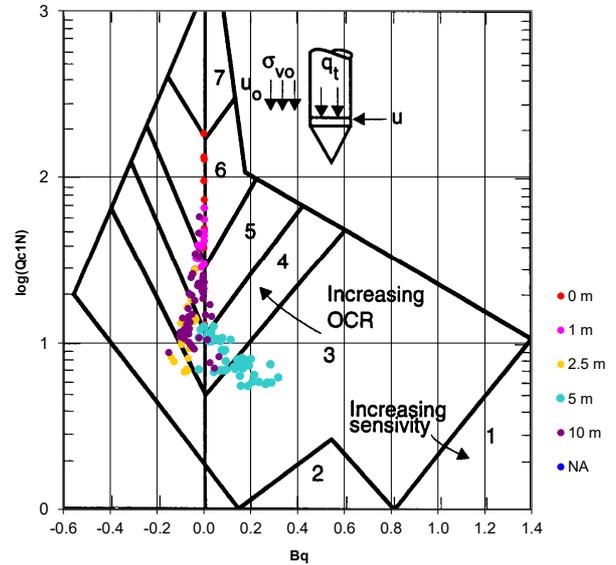
Vs15
130

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito φ'	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²	daN/cm ²	%		Idriss iterazione		m			Consistenza (Argilla)	Tatsuoka 1990	Kulhawy & Mayne 1990	Benassi daN/cm ²	Marchi / SGT	Benassi daN/cm ²	Robertson & Cabal 2009 m/sec
						10.20	=====								
13.3	14.2	0.29	2.6	2.84	limo argilloso-argilla limosa	10.60	=====		Plastica	.	.	0.81	2.17	67.8	140
20.6	21.2	0.57	3.1	2.74	limo argilloso-argilla limosa	11.30	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.09	4.16	122.9	169
23.5	23.3	0.76	3.6	2.75	limo argilloso-argilla limosa	11.90	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.19	3.90	136.8	183
16.3	15.8	0.51	3.6	2.88	limo argilloso-argilla limosa	12.10	=====		Plastica	.	.	0.94	3.15	95.0	162
8.8	8.4	0.31	4.7	3.17	argilla-argilla limosa	12.50	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.59	1.91	50.7	133
15.2	14.1	0.36	2.8	2.86	limo argilloso-argilla limosa	13.00	=====		Plastica	.	.	0.89	2.67	84.0	152
13.4	12.2	0.43	3.9	3.00	argilla-argilla limosa	13.30	=====		Plastica	.	.	0.81	2.34	77.6	154
21.3	19.4	0.52	3.1	2.77	limo argilloso-argilla limosa	13.40	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.12	3.45	127.1	175
38.5	35.4	0.32	1.1	2.30	sabbia limosa-limo sabbioso	13.60	=====		Sciolta	32.7	34.7	.	.	127.0	174
19.1	17.0	0.29	1.8	2.69	limo argilloso-argilla limosa	13.80	=====		Plastica	.	.	1.04	3.51	75.8	154
12.9	11.3	0.38	3.6	3.00	argilla-argilla limosa	14.10	=====		Plastica	.	.	0.79	1.57	75.1	148
42.3	37.8	0.50	1.6	2.35	sabbia limosa-limo sabbioso	14.50	=====		Sciolta	34.9	35.0	.	.	154.6	189
15.9	13.4	0.28	2.1	2.85	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.92	4.41	69.0	144

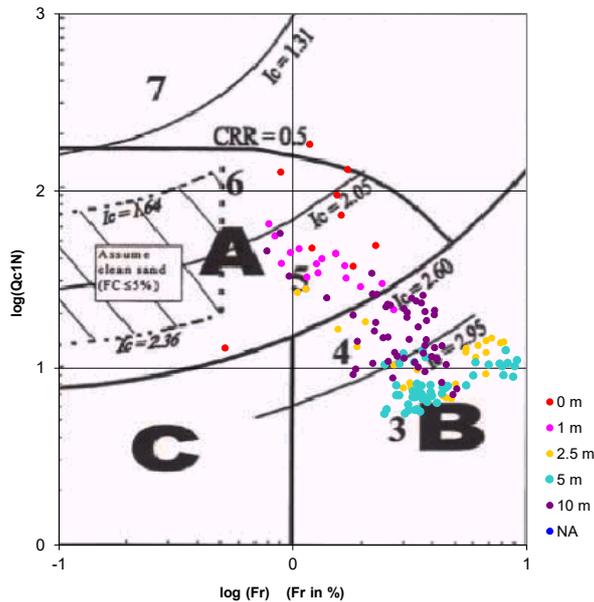
Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)



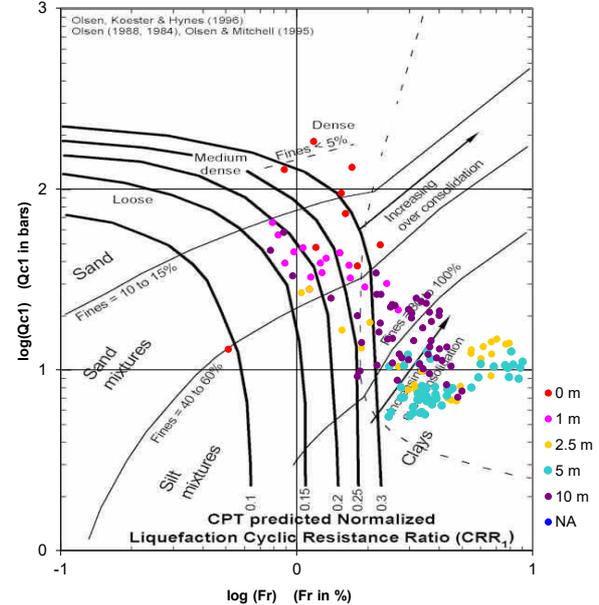
Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)



Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Robertson 1996



Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Olsen 1996



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa - sabbia densa
6	Sabbia - sabbia limosa
5	Sabbia limosa - limo sabbioso
4	Limo argilloso - argilla limosa
3	Argilla limoso - argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilita

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Cona (VE)
Via Valletta / SP 8
Cantarana
SERVIN
05-lug-22

Falda 0.80 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
17-mag-2022
17-mag-2022



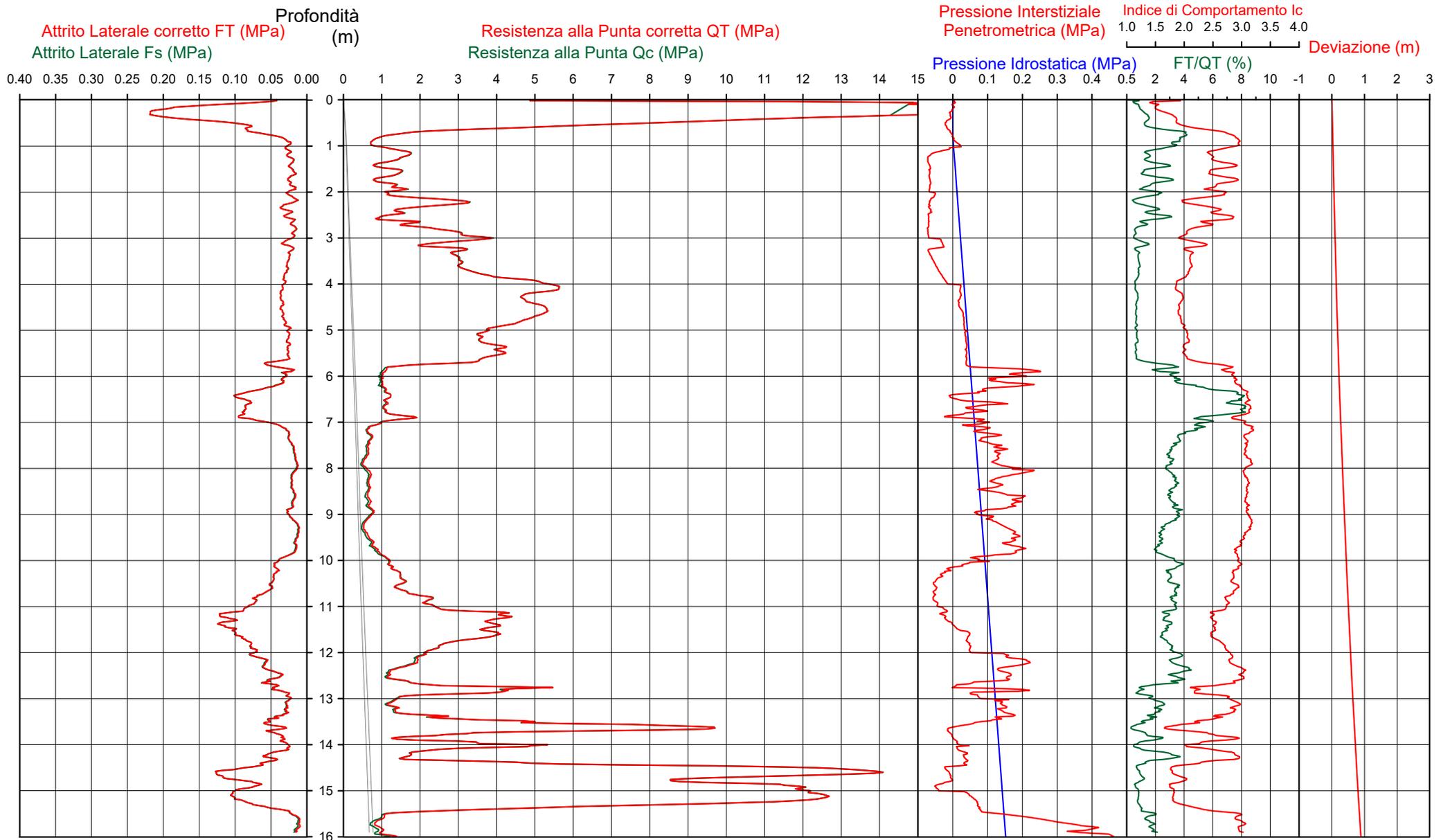
**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

CPTU

5



CPTU

5

Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

5 luglio 2022
 Via Valletta / SP 8
 Cantarana
 Cona (VE)
 0.80



Società di
 Geologia
 Territoriale

S.G.T. sas.
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs16
 147

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004 daN/cm ²	ft daN/cm ²	FT/Qnet %	lc Idriss iterazio	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H m	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990 %	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
159.5	253.8	1.67	1.1	1.64	sabbia-sabbia limosa	0.00	Mollo addensato	>90	49.4	.	.	523.5	243	
61.3	103.0	1.00	2.0	2.12	sabbia limosa-limo sabbioso	0.40	Addensata	68.0	42.5	.	.	253.0	194	
12.8	21.8	0.53	4.1	2.82	limo argilloso-argilla limosa	0.80	H2O Plastica	.	.	0.79	19.60	74.1	147	
7.8	13.2	0.27	3.5	2.94	limo argilloso-argilla limosa	1.00	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.53	11.22	45.3	123	
12.3	21.0	0.28	2.4	2.68	limo argilloso-argilla limosa	1.10	Plastica	.	.	0.77	15.58	58.3	131	
16.1	27.3	0.24	1.5	2.47	sabbia limosa-limo sabbioso	1.30	Sciolta	24.2	34.9	.	.	58.0	131	
10.1	17.2	0.22	2.4	2.74	limo argilloso-argilla limosa	1.50	Plastica	.	.	0.66	11.28	47.3	123	
14.9	25.3	0.18	1.2	2.45	sabbia limosa-limo sabbioso	1.60	Sciolta	21.6	34.2	.	.	50.4	124	
10.1	17.2	0.23	2.5	2.76	limo argilloso-argilla limosa	1.80	Plastica	.	.	0.66	10.97	50.0	123	
13.7	23.2	0.21	1.6	2.54	sabbia limosa-limo sabbioso	2.00	Sciolta	18.8	33.6	.	.	50.8	126	
12.4	21.0	0.25	2.1	2.64	limo argilloso-argilla limosa	2.10	Plastica	.	.	0.77	10.32	53.5	128	
27.3	46.5	0.21	0.8	2.12	sabbia limosa-limo sabbioso	2.30	Mediamente Addensata	41.7	36.7	.	.	86.4	137	
15.2	25.8	0.29	2.0	2.56	sabbia limosa-limo sabbioso	2.50	Sciolta	22.3	33.7	.	.	62.6	134	
9.3	15.7	0.26	2.9	2.82	limo argilloso-argilla limosa	2.60	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.61	6.59	52.1	123	
21.9	37.2	0.19	0.9	2.25	sabbia limosa-limo sabbioso	2.90	Sciolta	34.4	35.3	.	.	70.6	131	
34.1	57.8	0.19	0.6	1.96	sabbia-sabbia limosa	3.00	Mediamente Addensata	48.9	37.3	.	.	104.5	139	
26.6	45.3	0.28	1.1	2.22	sabbia limosa-limo sabbioso	3.20	Mediamente Addensata	40.9	36.0	.	.	88.8	143	
31.1	52.2	0.26	0.8	2.09	sabbia limosa-limo sabbioso	3.80	Mediamente Addensata	45.6	36.5	.	.	98.8	144	
48.7	70.8	0.33	0.7	1.93	sabbia-sabbia limosa	5.00	Mediamente Addensata	55.6	38.2	.	.	151.3	162	
36.1	52.3	0.26	0.7	2.06	sabbia limosa-limo sabbioso	5.30	Mediamente Addensata	45.6	36.5	.	.	112.9	151	
39.2	54.8	0.29	0.8	2.05	sabbia-sabbia limosa	5.70	Mediamente Addensata	47.1	36.7	.	.	122.9	156	
12.0	18.5	0.35	3.3	2.81	limo argilloso-argilla limosa	6.20	Plastica	.	.	0.75	6.48	70.3	133	
11.2	16.6	0.82	8.1	3.10	argilla-argilla limosa	6.80	Plastica	.	.	0.71	3.47	60.5	156	
14.4	20.0	0.80	6.2	2.96	argilla-argilla limosa	7.00	Plastica	.	.	0.86	4.78	80.8	163	
6.7	9.0	0.21	3.9	3.10	argilla-argilla limosa	9.10	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.47	2.21	42.0	113	
5.6	6.9	0.13	3.2	3.14	argilla-argilla limosa	9.40	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.40	1.35	33.7	101	
7.2	8.7	0.14	2.6	3.01	argilla-argilla limosa	9.70	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.50	1.48	36.1	109	
9.3	11.0	0.18	2.4	2.90	limo argilloso-argilla limosa	9.90	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.62	1.97	43.6	120	
13.9	15.7	0.45	3.8	2.90	limo argilloso-argilla limosa		Plastica	.	.	0.84	2.49	80.6	150	

Comune Cona (VE)
 Via Via Valletta / SP 8
 Localita' Cantarana
 Committente SERVIN
 Data 05-lug-22

Numero prova 5
 Quota falda 0.80

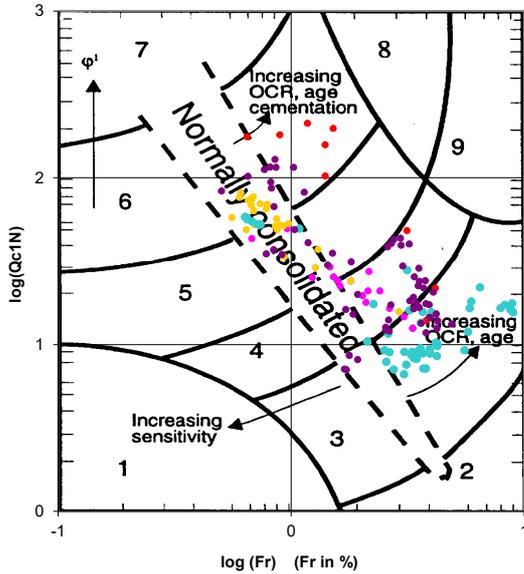


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

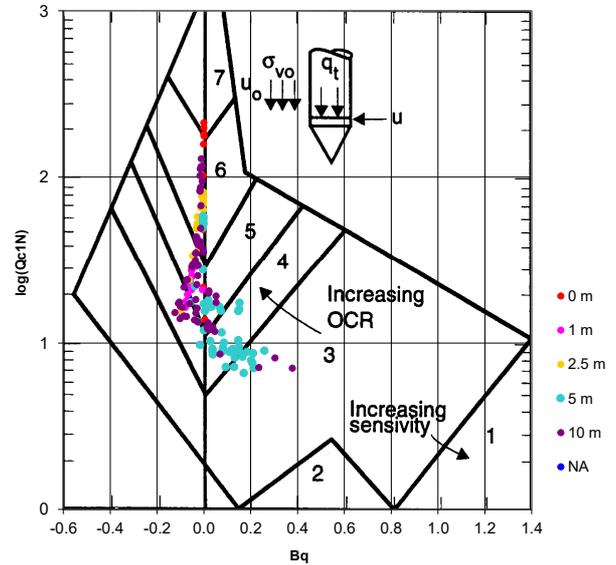
S.G.T. sas.
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

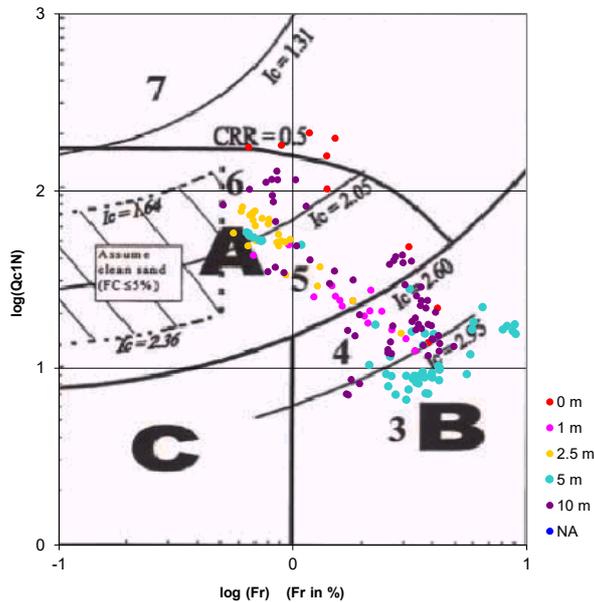
**Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)**



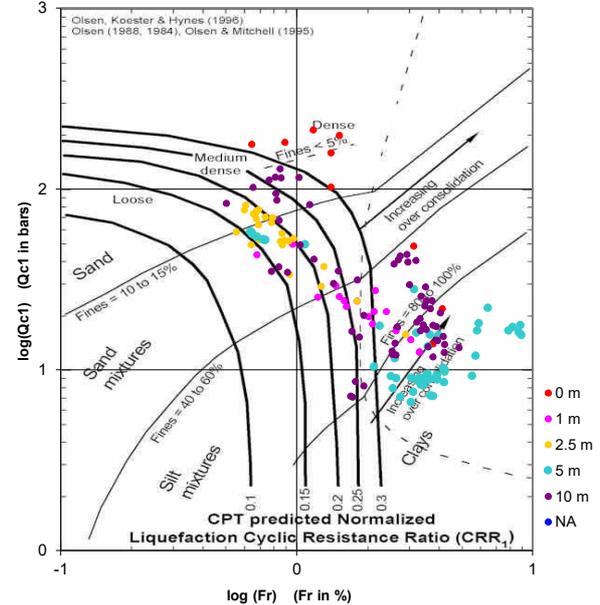
**Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilita

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Cona (VE)
Via Valletta / SP 8
Cantarana
SERVIN
05-lug-22

Falda
1.50 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

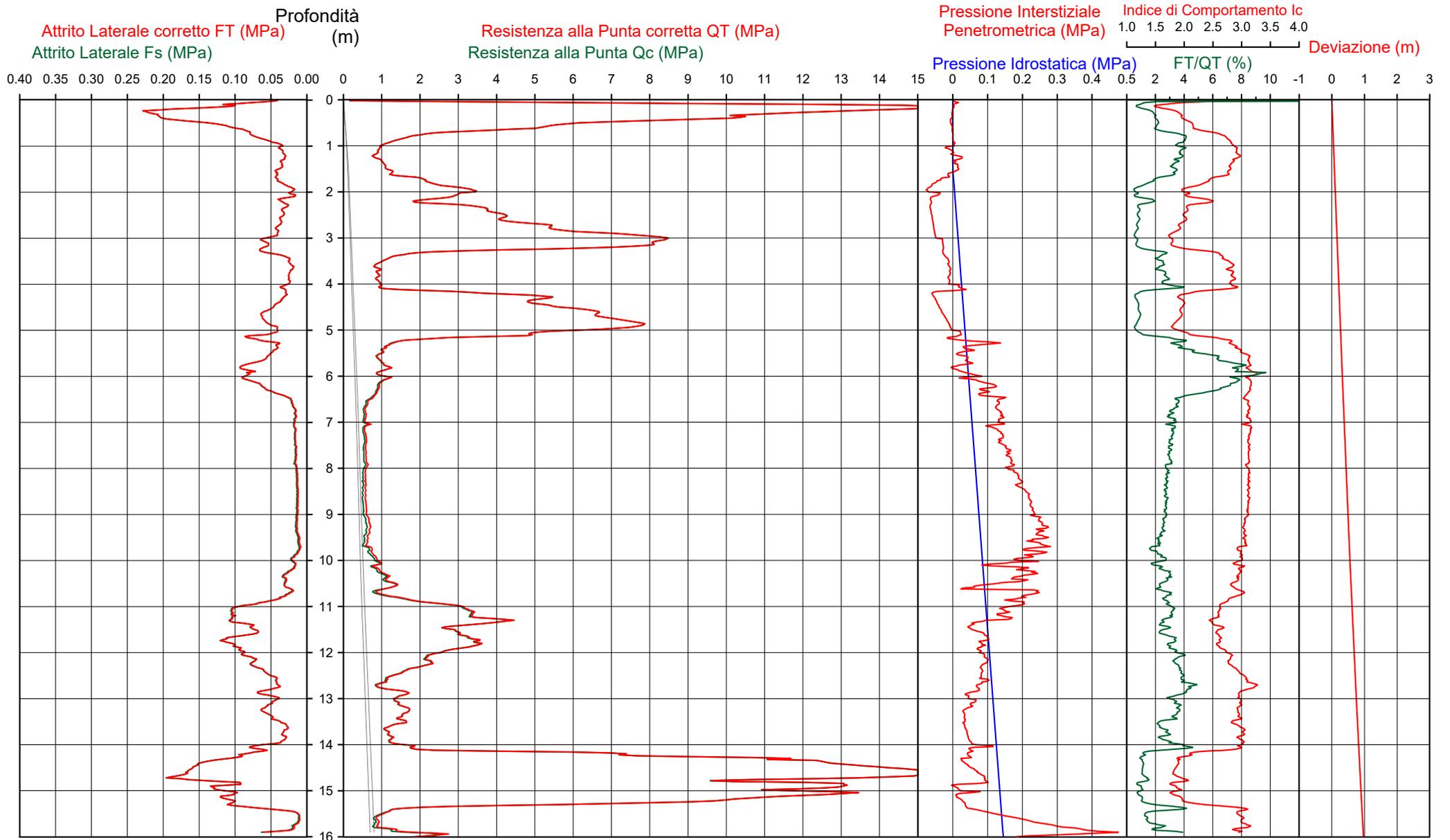
Tecnopenta 100707
Inizio prova
17-mag-2022
17-mag-2022



**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
www.geo55.com

CPTU 6



CPTU

6

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

5 luglio 2022
Via Valletta / SP 8
Cantarana
Cona (VE)
1.50



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs16
145

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	Idriss iterazione	basato su Fr vs Qc1N	m			Consistenza (Argilla)	Tatsuoka 1990	Kulhaway & Mayne 1990	Benassi	Marchi / SGT	Benassi	Robertson & Cabal 2009
										%	°	daN/cm ²		daN/cm ²	m/sec
						0.00									
60.0	102.1	0.77	6.0	2.36	sabbia densa a sabbia argillo	0.10	AAAAAAAAAAAAAAAA		fortemente sovraconsolidato	67.7	47.9	.	.	338.0	238
126.7	210.6	1.86	1.5	1.80	sabbia-sabbia limosa	0.40		Molto addensato	>90	47.8	.	.	462.5	241
47.5	80.8	1.11	2.6	2.29	sabbia limosa-limo sabbioso	0.80		Mediamente Addensata	59.9	41.1	.	.	242.2	191
12.7	21.6	0.49	3.9	2.80	limo argilloso-argilla limosa	1.00		Plastica	.	.	0.78	18.89	73.7	144
8.9	15.1	0.33	3.9	2.92	limo argilloso-argilla limosa	1.30		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.59	9.70	51.5	129
12.5	21.2	0.39	3.3	2.76	limo argilloso-argilla limosa	1.70	H2O	Plastica	.	.	0.77	8.52	72.9	138
23.9	40.6	0.34	1.5	2.32	sabbia limosa-limo sabbioso	1.90		Mediamente Addensata	37.2	35.6	.	.	85.9	145
33.4	56.8	0.19	0.6	1.98	sabbia-sabbia limosa	2.00		Mediamente Addensata	48.3	37.1	.	.	102.8	139
28.7	48.3	0.29	1.1	2.18	sabbia limosa-limo sabbioso	2.40		Mediamente Addensata	42.9	36.3	.	.	95.1	145
48.8	74.0	0.37	0.8	1.95	sabbia-sabbia limosa	2.90		Mediamente Addensata	57.1	38.6	.	.	153.5	164
70.4	96.2	0.57	1.0	1.89	sabbia-sabbia limosa	3.30		Addensata	65.7	40.1	.	.	227.1	188
13.5	22.9	0.33	2.5	2.67	limo argilloso-argilla limosa	3.50		Plastica	.	.	0.82	7.59	66.9	133
9.1	15.5	0.25	2.9	2.83	limo argilloso-argilla limosa	4.10		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.61	3.95	52.3	121
48.6	65.8	0.39	0.9	2.02	sabbia-sabbia limosa	4.60		Mediamente Addensata	53.2	37.8	.	.	154.7	168
61.3	78.0	0.57	1.1	2.01	sabbia-sabbia limosa	5.20		Mediamente Addensata	58.8	38.7	.	.	204.6	187
12.6	18.4	0.45	3.9	2.86	limo argilloso-argilla limosa	5.40		Plastica	.	.	0.78	4.77	73.0	143
9.6	14.1	0.55	6.4	3.08	argilla-argilla limosa	5.70		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.63	3.38	53.8	142
10.7	15.1	0.85	8.8	3.15	argilla-argilla limosa	6.10		Plastica	.	.	0.69	3.45	56.6	158
8.8	12.1	0.49	6.2	3.12	argilla-argilla limosa	6.50		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.59	2.82	49.3	137
5.9	8.0	0.17	3.6	3.12	argilla-argilla limosa	7.00		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.42	1.80	36.5	108
5.9	7.3	0.14	3.2	3.12	argilla-argilla limosa	9.00		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.42	1.56	35.3	105
6.6	7.6	0.12	2.5	3.05	argilla-argilla limosa	9.60		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.47	1.43	32.4	107
8.0	8.8	0.15	2.3	2.98	argilla-argilla limosa			Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.55	1.30	36.6	113

Comune Cona (VE)
 Via Via Valletta / SP 8
 Localita' Cantarana
 Committente SERVIN
 Data 05-lug-22

Numero prova 6
 Quota falda 1.50

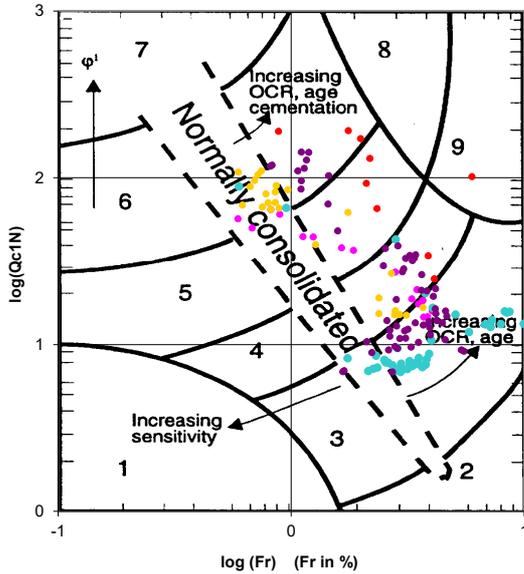


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

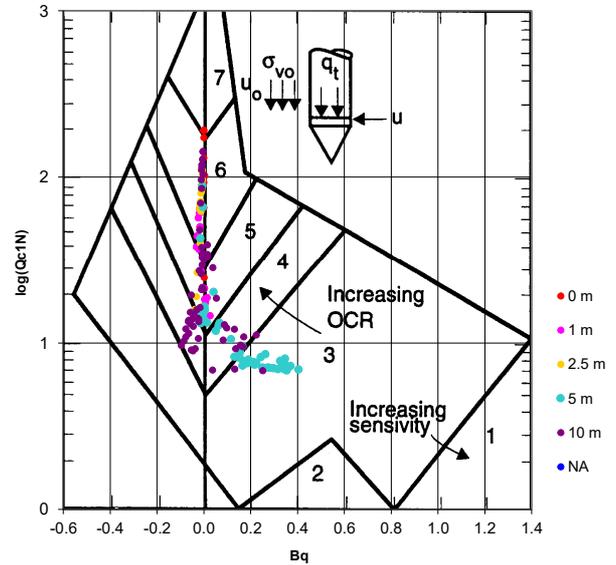
S.G.T. sas.
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

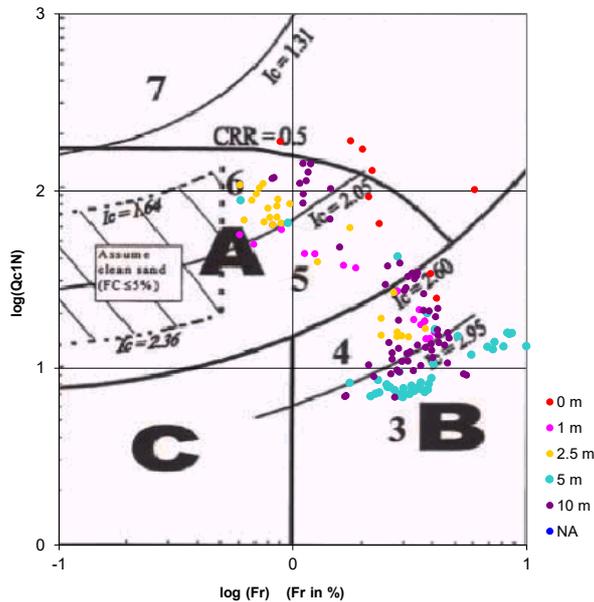
**Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)**



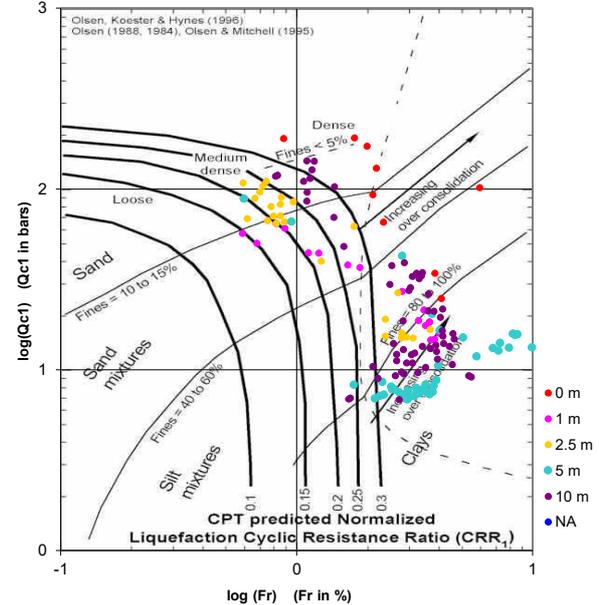
**Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilita

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Cona (VE)
Via Valletta / SP 8
Cantarana
SERVIN
05-lug-22

Falda 2.20 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
17-mag-2022
17-mag-2022



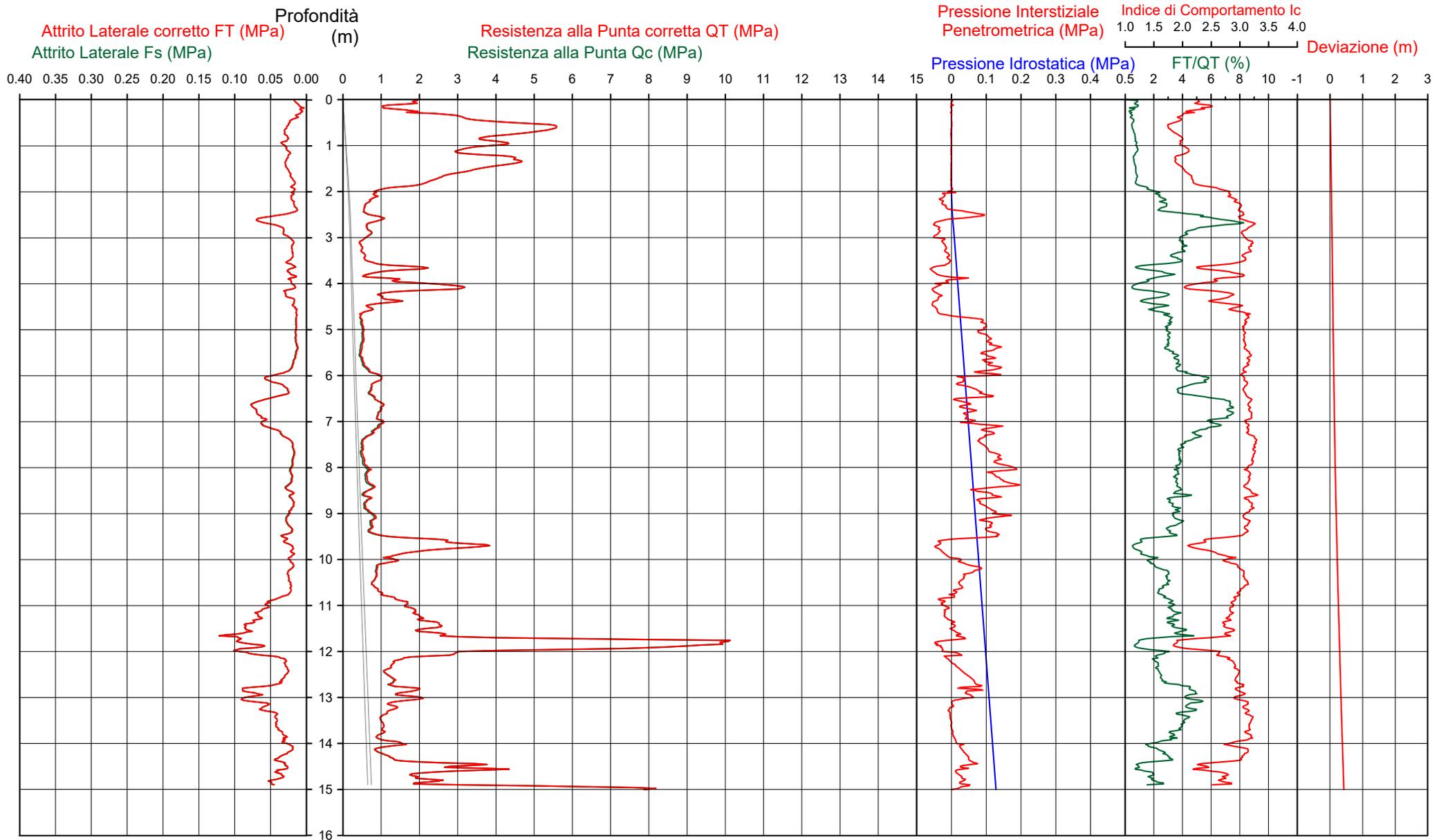
**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

CPTU

7



Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

5 luglio 2022
 Via Valletta / SP 8
 Cantarana
 Cona (VE)
 2.20



Vs15
132

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004 daN/cm ²	ft daN/cm ²	FT/Qnet %	lc Idriss iterazio	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H m	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990 %	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi daN/cm ²	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi daN/cm ²	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
16.1	27.4	0.10	0.6	2.28	sabbia limosa-limo sabbioso	0.00	Sciolta	24.2	39.6	.	.	.	49.8	116
42.4	72.1	0.26	0.6	1.90	sabbia-sabbia limosa	0.30	Mediamente Addensata	56.2	40.8	.	.	.	130.7	149
32.1	54.5	0.26	0.8	2.07	sabbia limosa-limo sabbioso	1.00	Mediamente Addensata	47.0	38.1	.	.	.	101.3	145
42.8	72.8	0.28	0.7	1.91	sabbia-sabbia limosa	1.20	Mediamente Addensata	56.5	39.0	.	.	.	132.6	152
25.1	42.7	0.21	0.9	2.18	sabbia limosa-limo sabbioso	1.50	Mediamente Addensata	38.9	35.9	.	.	.	79.8	135
8.6	14.6	0.19	2.4	2.80	limo argilloso-argilla limosa	1.90	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.58	6.30	40.5	117	
6.9	11.8	0.34	5.0	3.06	argilla-argilla limosa	2.20	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.48	3.40	45.8	121	
4.8	8.2	0.20	4.6	3.18	argilla-argilla limosa	3.00	Fluido-plastica (Molto Soffice)	.	.	0.35	2.41	31.2	107	
5.6	9.6	0.20	4.0	3.08	argilla-argilla limosa	3.30	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.41	2.60	35.4	110	
9.0	15.1	0.24	3.1	2.85	limo argilloso-argilla limosa	3.60	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.60	4.07	52.3	122	
19.3	30.4	0.20	1.1	2.35	sabbia limosa-limo sabbioso	3.70	Molto Sciolta	27.7	33.5	.	.	63.8	132	
8.8	14.6	0.22	2.9	2.86	limo argilloso-argilla limosa	3.90	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.59	3.87	48.9	121	
21.7	32.4	0.22	1.3	2.35	sabbia limosa-limo sabbioso	4.20	Sciolta	29.8	33.9	.	.	74.3	138	
9.8	15.8	0.28	3.1	2.85	limo argilloso-argilla limosa	4.30	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.64	3.94	57.2	126	
12.9	20.0	0.18	1.5	2.58	sabbia limosa-limo sabbioso	4.40	Molto Sciolta	13.9	31.3	.	.	46.5	123	
7.4	12.0	0.16	2.6	2.89	limo argilloso-argilla limosa	4.60	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.51	2.99	37.1	111	
5.1	8.0	0.15	3.5	3.11	argilla-argilla limosa	5.80	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.37	1.70	31.3	102	
8.4	11.9	0.39	5.2	3.08	argilla-argilla limosa	6.20	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.57	2.13	47.8	131	
7.6	10.6	0.32	4.9	3.10	argilla-argilla limosa	6.50	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.52	2.29	43.5	125	
9.6	12.7	0.63	7.5	3.16	argilla-argilla limosa	7.20	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.63	2.66	52.5	149	
5.8	7.3	0.22	4.8	3.23	argilla-argilla limosa	8.00	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.41	2.01	37.6	112	
6.9	8.3	0.23	4.1	3.14	argilla-argilla limosa	8.50	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.48	1.68	43.6	118	
7.2	8.3	0.23	4.0	3.14	argilla-argilla limosa	9.50	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.50	1.30	41.8	119	
25.3	27.2	0.23	1.1	2.40	sabbia limosa-limo sabbioso	9.90	Sciolta	24.0	33.3	.	.	83.6	150	
12.4	13.2	0.22	2.1	2.81	limo argilloso-argilla limosa		Plastica	.	.	0.77	2.61	52.6	134	

CPTU

7

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

5 luglio 2022
Via Valletta / SP 8
Cantarana
Cona (VE)
2.20



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs15
132

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito φ'	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	Idriss iterazione		m			Consistenza (Argilla)	Tatsuoka 1990	Kulhawy & Mayne 1990	Benassi daN/cm ²	Marchi / SGT	Benassi daN/cm ²	Robertson & Cabal 2009 m/sec
8.9	9.3	0.23	3.3	3.04	argilla-argilla limosa	10.10			Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.60	1.81	52.0	127
						10.80									
16.9	17.0	0.56	3.7	2.87	limo argilloso-argilla limosa	11.20			Plastica	.	.	0.96	2.71	98.0	164
23.9	23.5	0.83	3.8	2.77	limo argilloso-argilla limosa	11.70			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.20	3.74	138.5	186
90.5	88.6	0.81	0.9	1.93	sabbia-sabbia limosa	11.90			Mediamente Addensata	63.0	39.0	.	.	291.5	221
41.5	40.0	0.80	2.3	2.47	sabbia limosa-limo sabbioso	12.10			Mediamente Addensata	36.7	35.2	.	.	192.6	200
13.0	12.0	0.30	2.8	2.92	limo argilloso-argilla limosa	12.70			Plastica	.	.	0.79	2.65	70.8	144
16.7	15.1	0.76	5.3	3.01	argilla-argilla limosa	13.10			Plastica	.	.	0.95	2.50	95.1	176
12.8	11.4	0.58	5.5	3.11	argilla-argilla limosa	13.30			Plastica	.	.	0.79	2.04	72.8	161
10.2	8.8	0.39	4.9	3.17	argilla-argilla limosa	13.90			Plastica	.	.	0.66	1.72	58.3	144
12.9	10.9	0.26	2.6	2.93	limo argilloso-argilla limosa	14.10			Plastica	.	.	0.79	2.03	64.7	143
10.2	8.5	0.28	3.5	3.10	argilla-argilla limosa	14.30			Plastica	.	.	0.66	1.33	59.3	136
15.1	12.7	0.40	3.3	2.93	limo argilloso-argilla limosa	14.40			Plastica	.	.	0.89	2.25	88.1	158
33.2	28.7	0.31	1.0	2.36	sabbia limosa-limo sabbioso	14.60			Sciolta	25.8	33.8	.	.	108.5	171
21.3	17.8	0.42	2.3	2.72	limo argilloso-argilla limosa				Solido-plastica (Duro)	.	.	1.12	2.86	96.0	168

Comune Cona (VE)
 Via Via Valletta / SP 8
 Localita' Cantarana
 Committente SERVIN
 Data 05-lug-22

Numero prova 7
 Quota falda 2.20

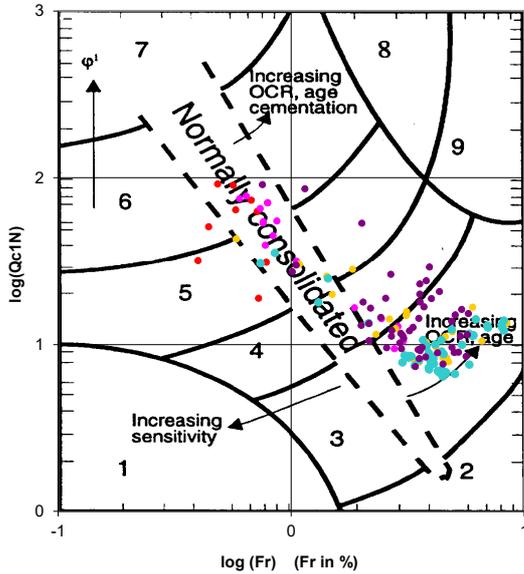


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

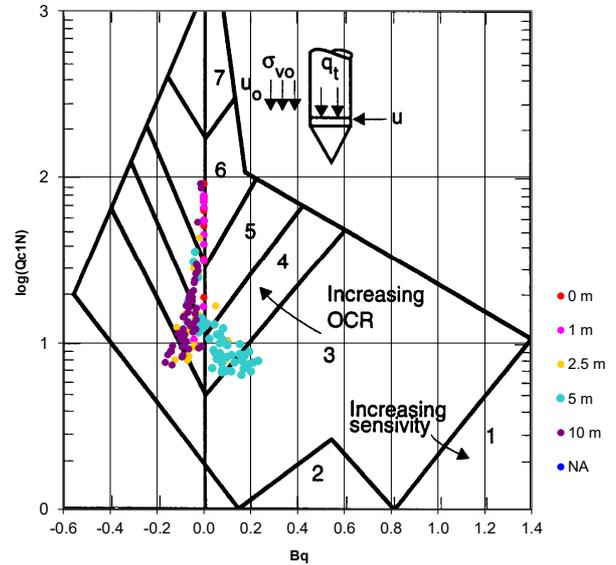
S.G.T. sas.
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

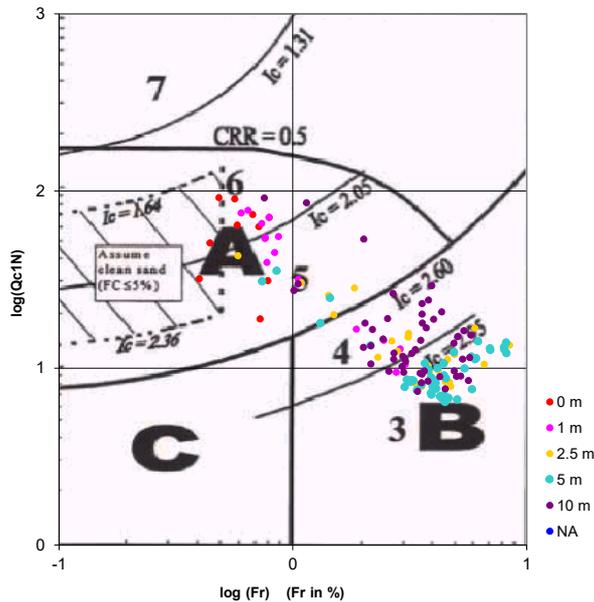
**Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)**



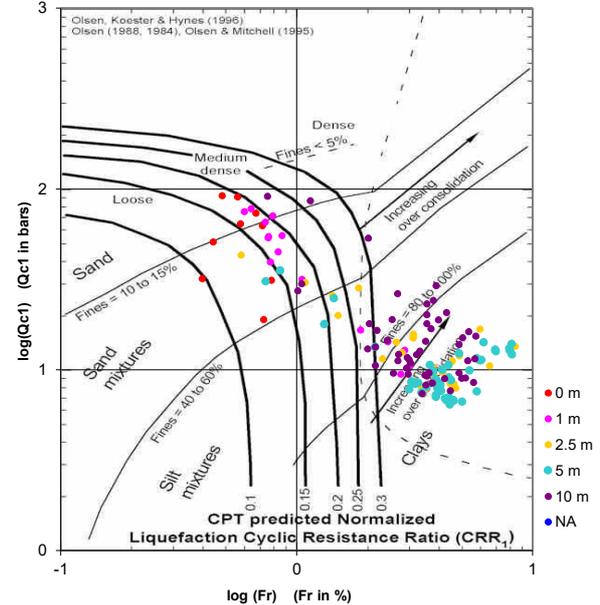
**Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
 per la verifica della liquefazione
 secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilita

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

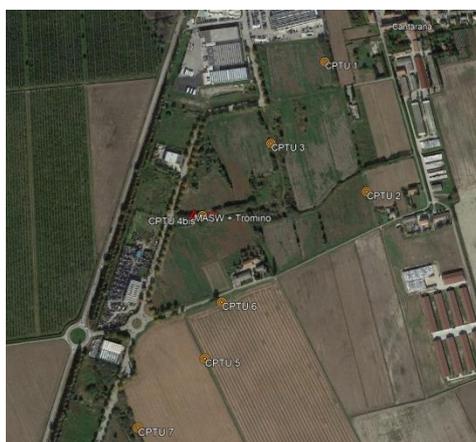
**ALLEGATO 2:
INDAGINE SISMICA**

COMUNE di CONA

(Provincia di Venezia)

MASW (Multichannel Analysis Surface Waves) E MISURA DIGITALE DEL RUMORE SISMICO

IMPIANTO FOTOVOLTAICO CANTARANA – VIA VALLETTA



Committente: SERVIN

Luglio, 2022



**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



1 Misure MASW attiva e HVSR

Per la valutazione della V_{seq} e dell'amplificazione sismica di risonanza del substrato di interesse si è provveduto a realizzare uno stendimento SASW-MASW in combinazione con una misura HVSR. Le misure sono state realizzate utilizzando il "Tromino engineering", uno strumento in grado di misurare sia i microtremori sia le onde attivate da una sorgente sismica artificiale.

1.1 Metodo dei microtremori HVSR

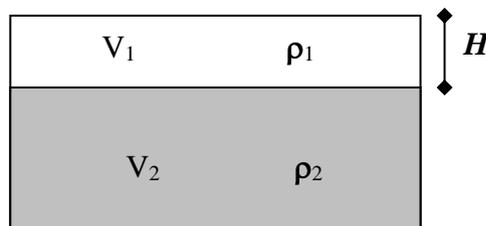
Il tremore sismico, comunemente definito "rumore sismico", esiste ovunque sulla superficie della terra. Esso è principalmente costituito da onde superficiali, ovvero da onde elastiche prodotte dall'interferenza costruttiva di onde P ed S che si propagano negli strati superficiali. Il rumore sismico è prodotto essenzialmente dal vento o dalle onde marine. A questo rumore di fondo, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie ecc.) e naturali. I microtremori sono solo in parte costituiti da onde di volume, P o S. In essi giocano un ruolo fondamentale le onde superficiali, che hanno velocità prossima a quella delle onde S, il che spiega la dipendenza di tutta la formulazione della velocità di queste ultime.

Dai primi studi di Kanai (1957) in poi, diversi metodi sono stati proposti per estrarre l'informazione relativa al sottosuolo da rumore sismico registrato in un sito. Tra questi, la tecnica che si è maggiormente consolidata nell'uso è quella dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V), proposta da Nogoschi e Igaraschi (1970). La tecnica è universalmente riconosciuta come efficace nel fornire stime affidabili della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo.

Le basi teoriche dell'H/V sono relativamente facili da comprendere in un mezzo del tipo strato + bedrock (o strato assimilabile al bedrock) in cui i parametri sono costanti in ciascuno strato. Considerando lo schema della figura sottostante in cui gli strati 1 e 2 si distinguono per le diverse densità (ρ_1 e ρ_2) e le diverse velocità delle onde sismiche (V_1 e V_2). Un'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizioni di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente (λ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore H del primo strato. La frequenza fondamentale di risonanza (f_r) dello strato 1 relativa alle onde S è pari a

$$f_r = \frac{V_{s1}}{4 * H}$$

Questo effetto è sommabile, anche se non in modo lineare e senza corrispondenza 1:1. Ciò significa che la curva H/V relativa ad un sistema a più strati contiene l'informazione relativa alle frequenze di risonanza (e quindi dello spessore) di ciascuno di essi, ma non è interpretabile semplicemente applicando la sopra riportata equazione.



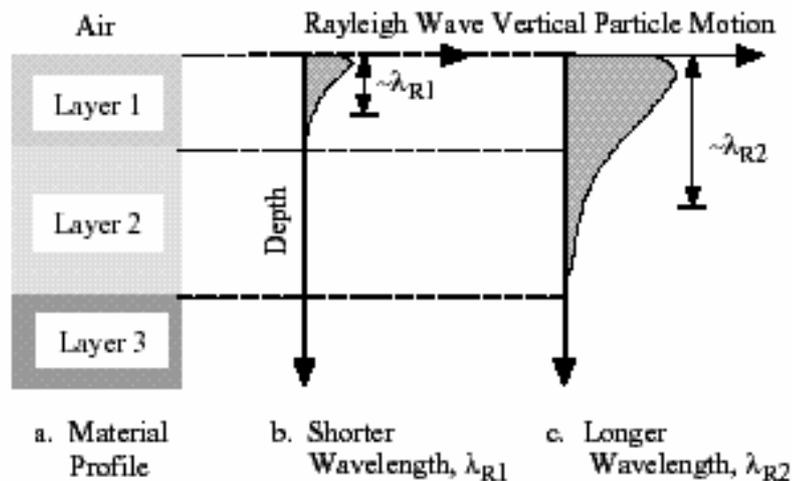
L'inversione richiede l'analisi delle singole componenti e del rapporto H/V, che fornisce un'importante normalizzazione del segnale per a) in contenuto di frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

Un aspetto assai importante è che il rumore sismico agisce come sorgente di eccitazione per la risonanza del sottosuolo e degli edifici più o meno come una luce bianca diffusa illumina gli oggetti eccitando le lunghezze d'onda tipiche di ciascun oggetto e dandogli il suo tipico colore.

Questo risulta molto importante a livello ingegneristico perché se un edificio ha frequenze proprie di vibrazione uguali a quelle del substrato su cui è fondato, durante un sisma, si assiste al fenomeno dell'accoppiamento delle vibrazioni. Questo effetto di amplificazione sismica produrrà un grande aumento della sollecitazione sugli edifici.

1.2 Metodo MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.



Le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Nel metodo SASW-MASW si mantiene fisso il sensore di misura e si sposta a intervalli regolari il punto di generazione delle onde.

Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, generalmente circa 8÷15 m, in funzione della rigidità del suolo.

Il metodo MASW consiste in tre fasi (Roma, 2002): (1) la prima fase prevede il calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale, (2) la seconda fase consiste nel calcolare la velocità di fase apparente numerica, (3) la terza ed ultima fase consiste nell'individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , modificando opportunamente lo spessore h , le velocità delle onde di taglio V_s e di compressione V_p (o in maniera alternativa alle velocità V_p è possibile assegnare il coefficiente di Poisson μ), la densità di massa ρ degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva

di dispersione) sperimentale e la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.

1.3 Combinazione del metodo HVSR e MASW e risultati.

La combinazione tra le misure HVSR e quelle MASW permettono di ottimizzare la ricostruzione del modello di velocità delle onde di taglio Vs30.

Infatti, le MASW permettono di ottenere le misure di velocità di taglio nei primi metri che servono da base per interpretare gli strati più profondi osservabili solo dalle misure HVSR.

Inoltre, si è provveduto ad eseguire anche la calibrazione delle misure HVSR e MASW in base alle indagini geognostiche eseguite sul sito di indagine.

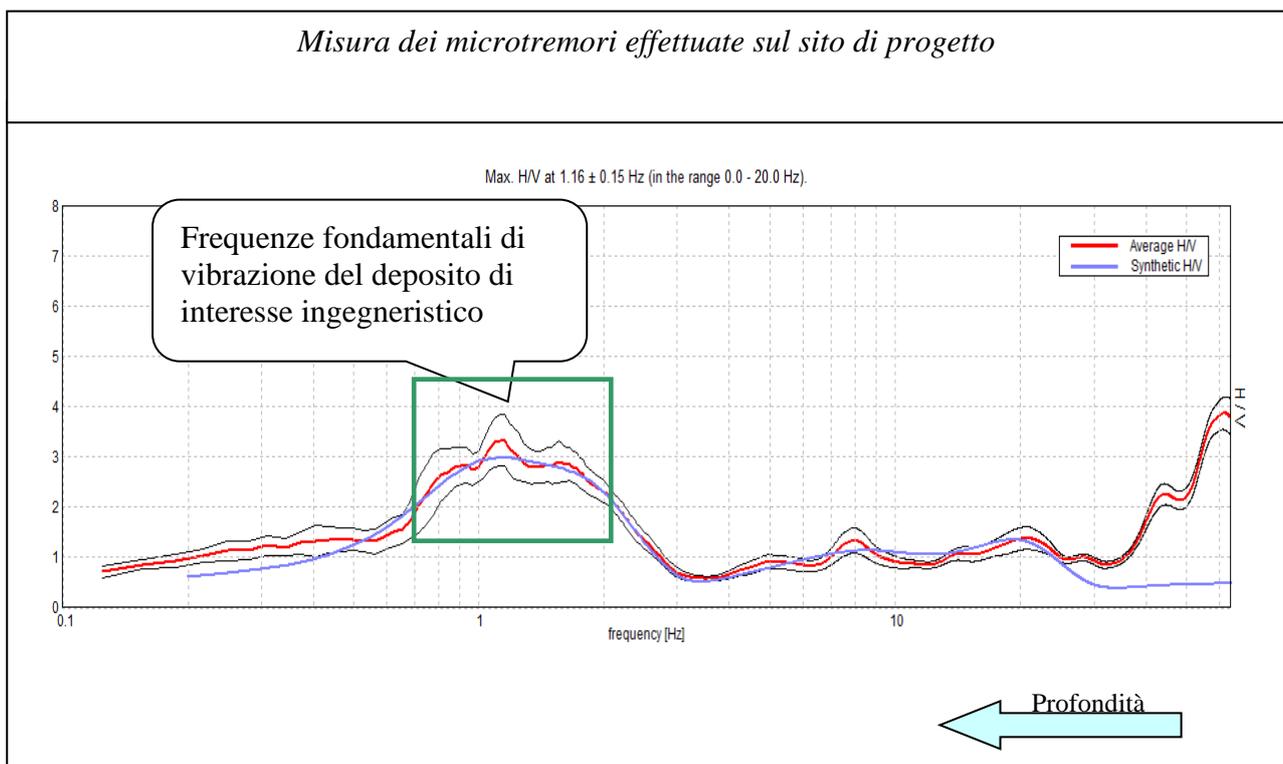
La prova eseguita impiegando la suddetta metodologia dei microtremori, combinata con la MASW, utilizzando l'inversione H/V con il metodo proposto da Nakamura, secondo la teoria descritta da Aki (1964) e Ben-Menahem & Sing (1981), ha evidenziato una **Vs30=176 m/s**.

L'analisi delle frequenze fondamentali di amplificazione del sito evidenzia l'amplificazione di risonanza tipica del terreno e, di conseguenza, l'altezza critica degli edifici che in caso di sisma possono entrare in risonanza con il terreno.

Nel caso specifico è possibile individuare, in prima analisi, la sottostante frequenza fondamentale per il deposito esaminato.

Frequenze fondamentali di vibrazione del deposito	
Frequenza - f (Hz)	Periodo - T (sec)
0.8÷1.75	1.25÷0.57

Le verifiche del modello sismico delle opere in esame potranno essere utilmente confrontate con la frequenza fondamentale del sito indagato.



2 VALORI DELLE $V_{S,eq}$ CARATTERISTICHE DEL SITO: CATEGORIA DEL SUOLO

Il D.M. 17-01-2018, Norme tecniche per le costruzioni, stabilisce delle categorie del suolo ai fini di valutare l'amplificazione sismica del sito in esame.

Considerando la geologia della zona, osservando che il substrato sismico si trova a profondità superiore a 30 m, facendo quindi riferimento alla velocità nei primi trenta metri di profondità del substrato indagato come richiesto dalle NTC2018 per il metodo semplificato, visto che dalle misure geofisiche risulta una $V_{S,30} = 176 \text{ m/s}$, si può affermare che il sottosuolo del sito di interesse appartiene alla categoria **D**.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente a quelle definite per le categorie C o D, con spessore del substrato non superiore a 30 m.</i>

D.M. 17-01-2018, §3.2.2 Categorie di sottosuolo. Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II (*come nel caso del sito in esame*) 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, V_S . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di V_S 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.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con:

h_i = spessore dell' i -esimo strato;

$V_{S,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera.

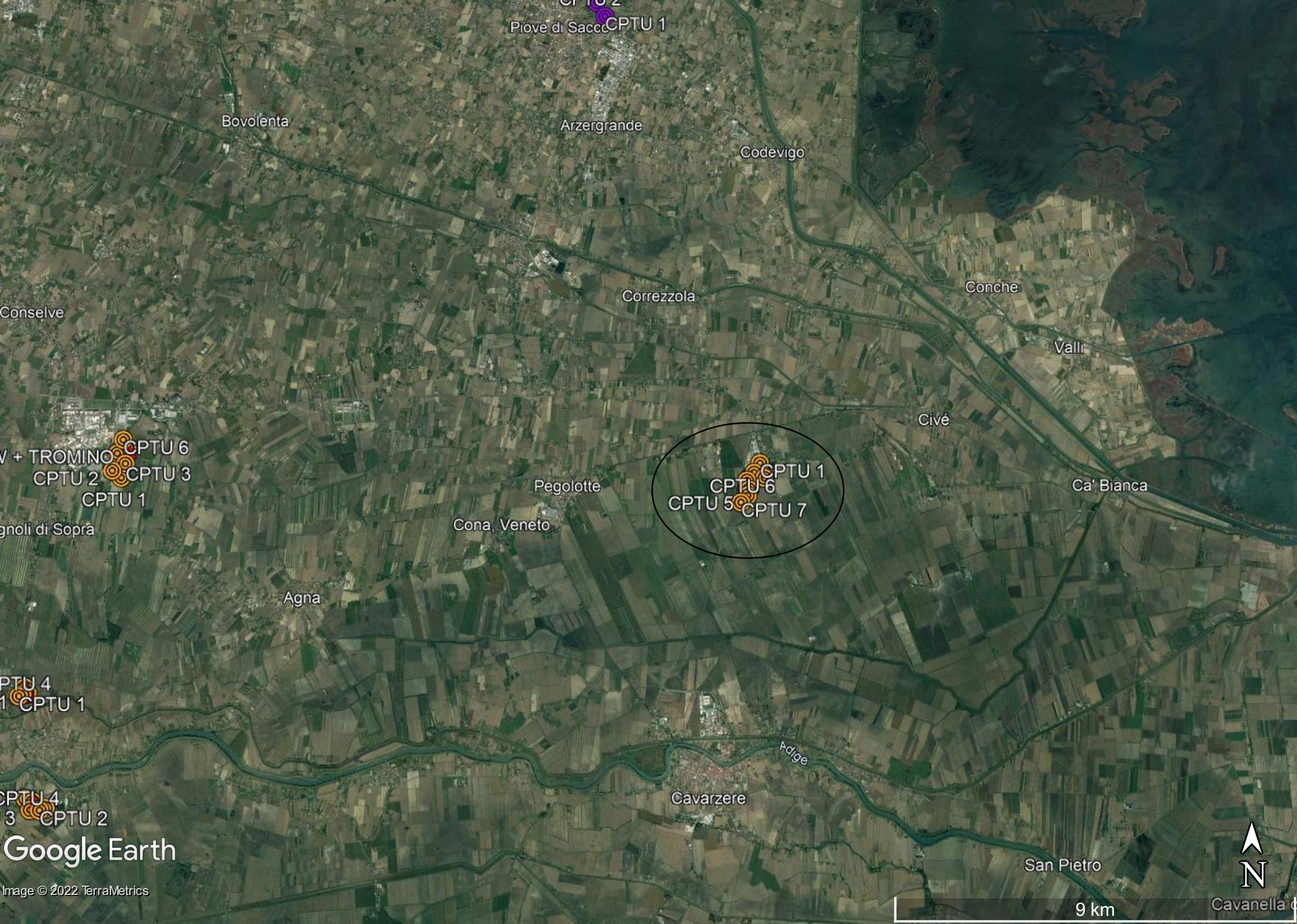
Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

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

Luglio, 2022



ALLEGATI



Piove di Sacco CPTU 2
CPTU 1

Bovolenta

Arzergrande

Codevigo

Conselve

Correzzola

Conche

Valli

V + TROMINO CPTU 6
CPTU 2 CPTU 3
CPTU 1

Cive

gnoli di Sopra

Pegolotte
Cona, Veneto

CPTU 1
CPTU 6
CPTU 5
CPTU 7

Ca' Bianca

Agna

CPTU 4
CPTU 1

CPTU 4
CPTU 3 CPTU 2

Google Earth

Image © 2022 TerraMetrics

Cavarzere

Adige

San Pietro

9 km

Cavanella d





Cantarana

CPTU 1

CPTU 3

CPTU 2

CPTU 4bis MASW + Tromino

CPTU 6

CPTU 5

CPTU 7

Google Earth

500 m

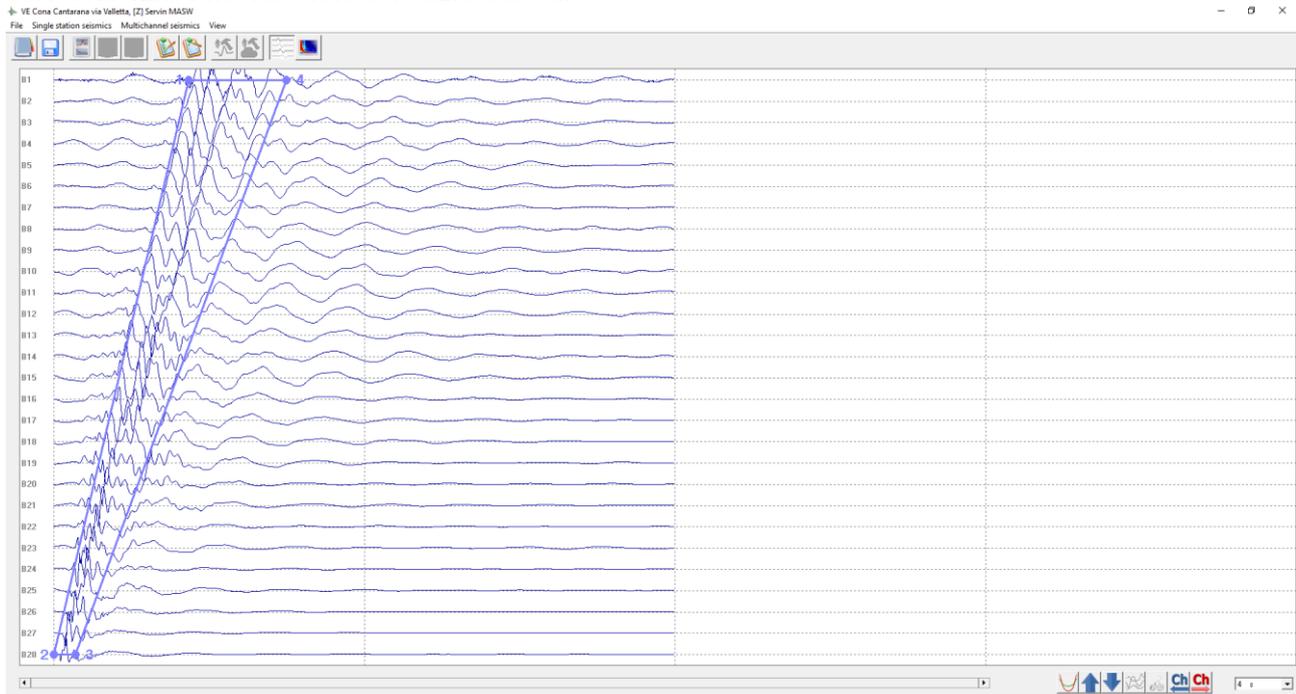


VE CONA CANTARANA VIA VALLETTA, SERVIN MASW – T1

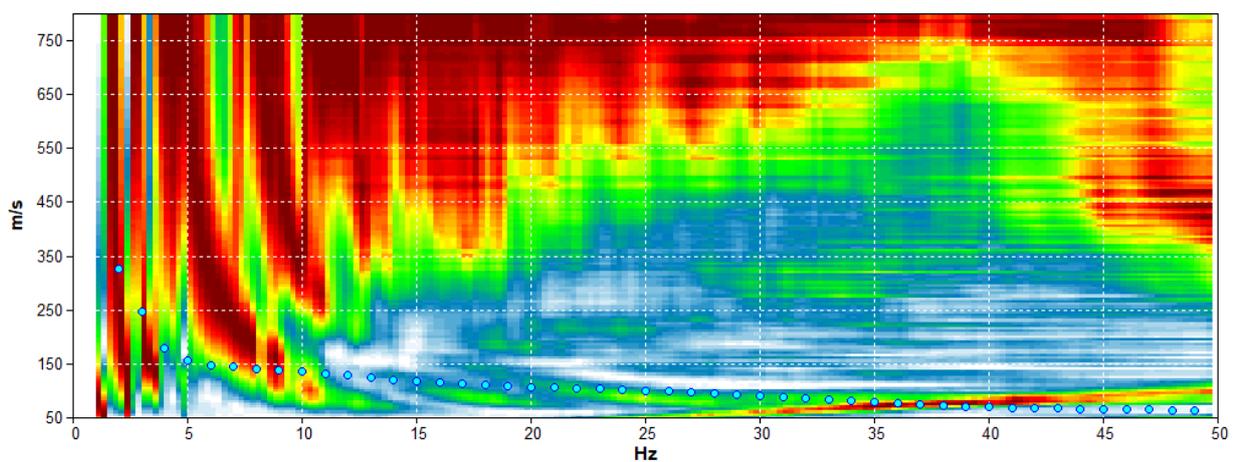
Start recording: 05/07/22 16:37:37 End recording: 05/07/22 16:56:34
Trace length: 0h18'48". Analyzed 82% trace (manual window selection)
Sampling rate: 128 Hz

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Array geometry (x): 0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 12.0 14.0 16.0 18.0 20.0 22.0 24.0 26.0 28.0 30.0 32.0 34.0 36.0
38.0 40.0 42.0 44.0 46.0 48.0 50.0 52.0 54.0 m.

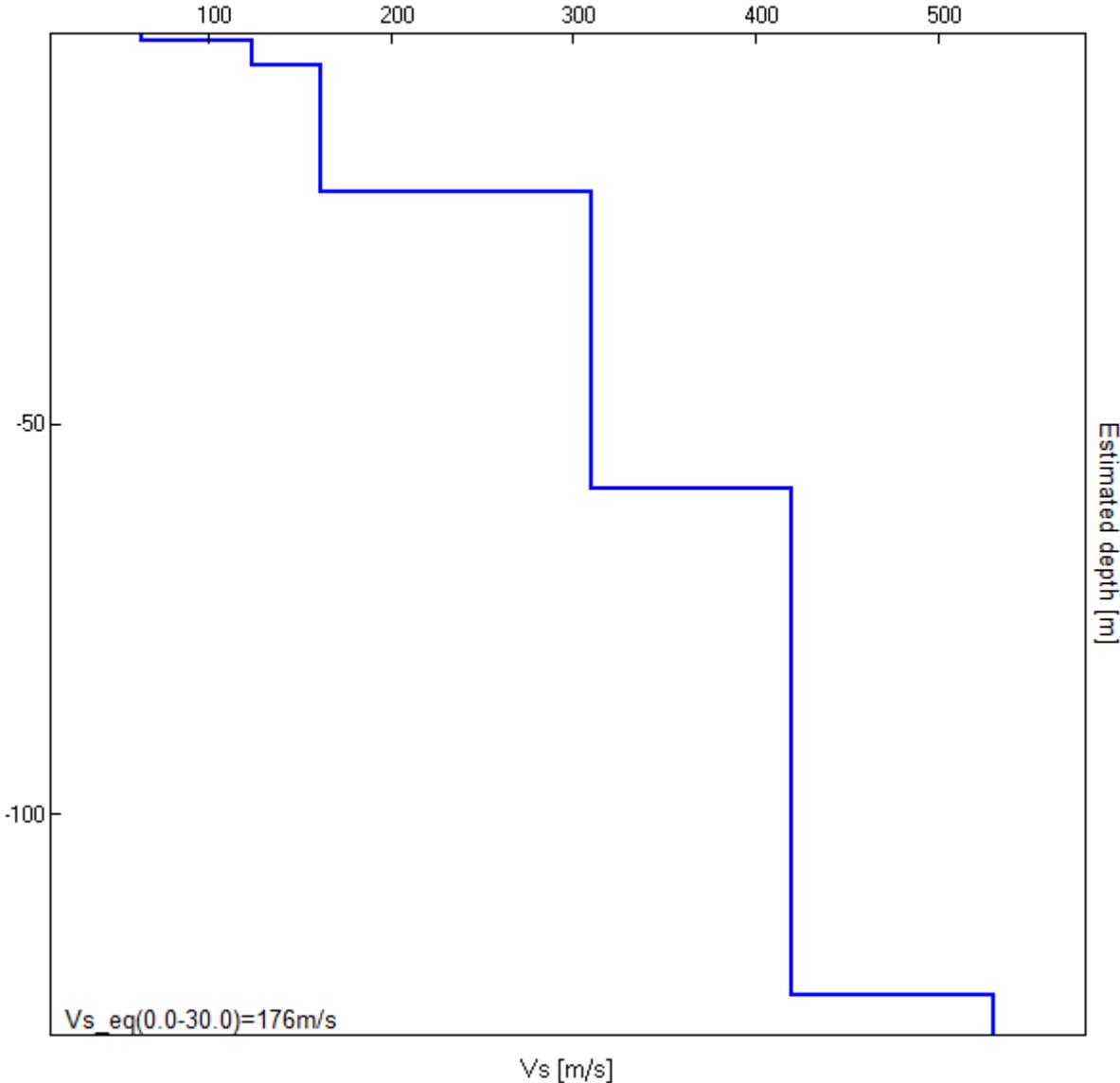


MODELLED RAYLEIGH WAVE PHASE VELOCITY DISPERSION CURVE



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.81	0.81	64	0.35
4.01	3.20	124	0.42
20.21	16.20	162	0.42
58.21	38.00	310	0.42
123.21	65.00	420	0.42
inf.	inf.	530	0.42

Vs_eq(0.0-30.0)=176m/s

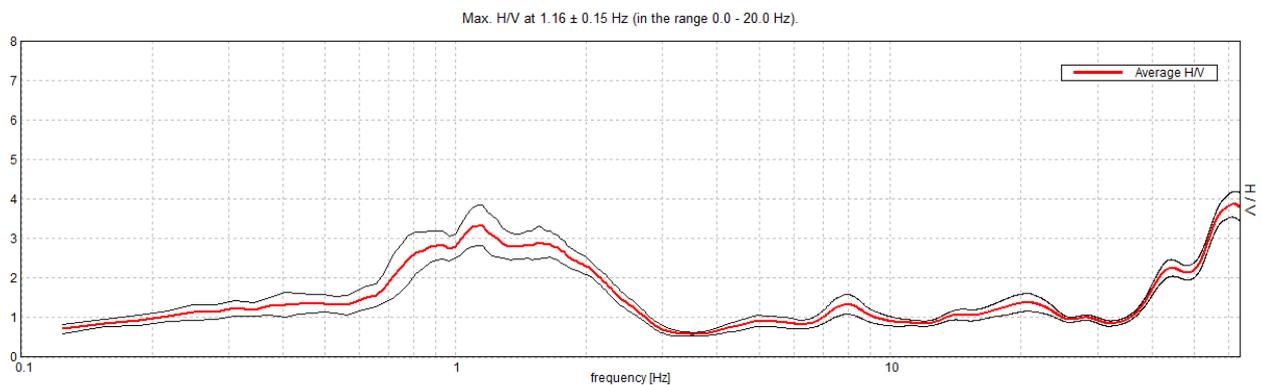


VE CONA CANTARANA VIA VALLETTA, SERVIN T1

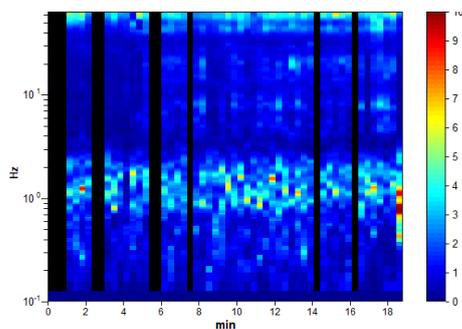
Instrument: TEN-0017/01-07
Data format: 16 byte
Full scale [mV]: 51
Start recording: 05/07/22 16:37:37 End recording: 05/07/22 16:56:34
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
GPS data not available

Trace length: 0h18'48". Analyzed 82% trace (manual window selection)
Sampling rate: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing type: Triangular window
Smoothing: 10%

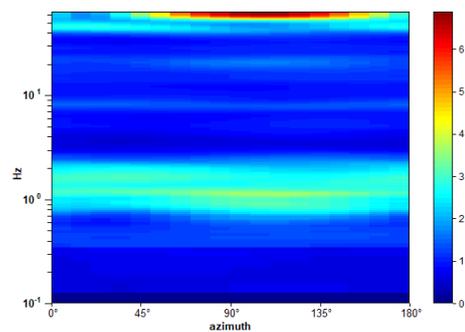
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



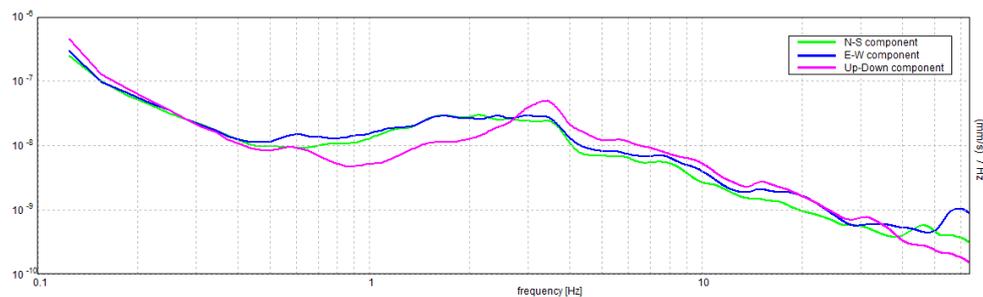
H/V TIME HISTORY



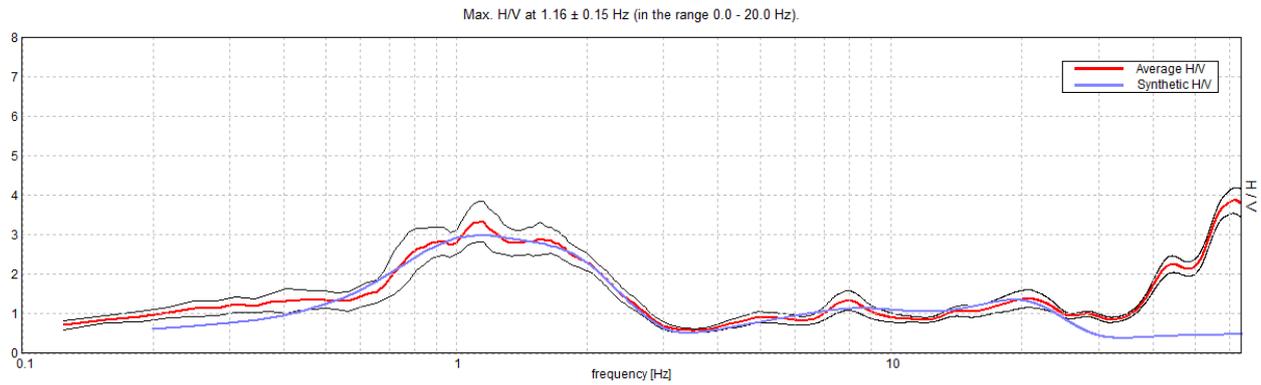
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

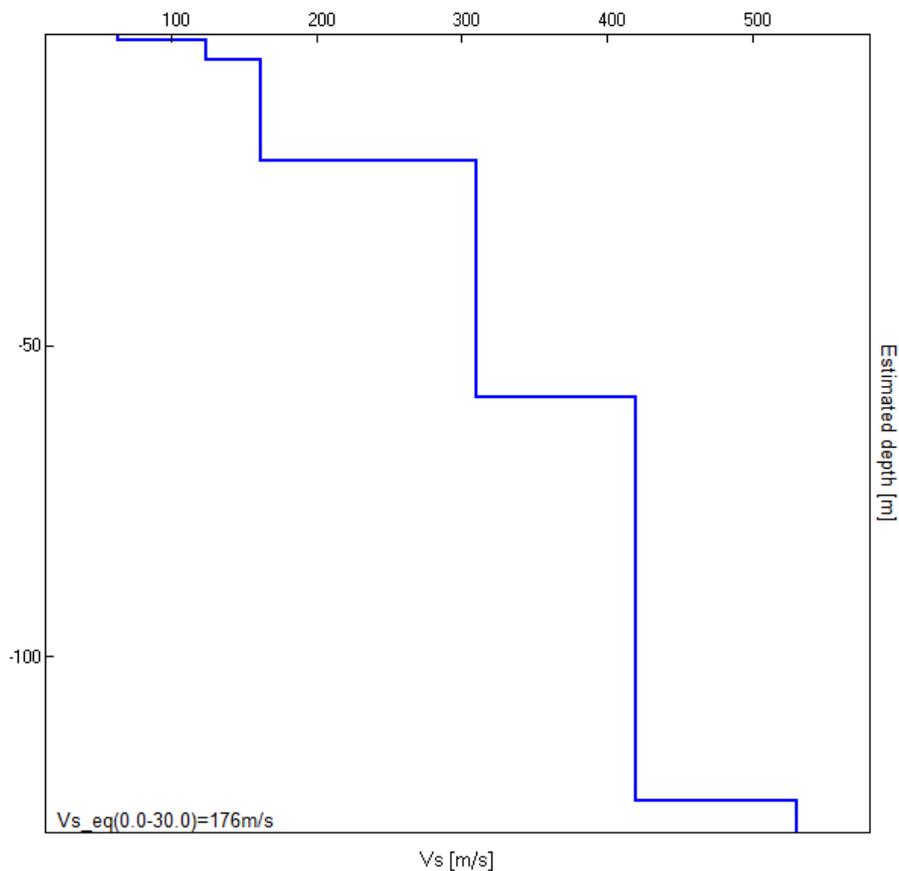


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.81	0.81	64	0.35
4.01	3.20	124	0.42
20.21	16.20	162	0.42
58.21	38.00	310	0.42
123.21	65.00	420	0.42
inf.	inf.	530	0.42

$V_{s_eq}(0.0-30.0)=176\text{m/s}$



[According to the SESAME, 2005 guidelines. Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.]

Max. H/V at 1.16 ± 0.15 Hz (in the range 0.0 - 20.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	1.16 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	1063.8 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 56 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	0.656 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	2.344 Hz	OK	
$A_0 > 2$	3.33 > 2	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.13318 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.15399 < 0.11563$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.5177 < 1.78$	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$

Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

**ALLEGATO 3:
VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI
LIQUEFAZIONE DEI TERRENI**

Comune Cona (VE)
Via Via Valletta / SP 8
Localita' Cantarana
Committente SERV/IN
Data 5-lug-22

CPT 1

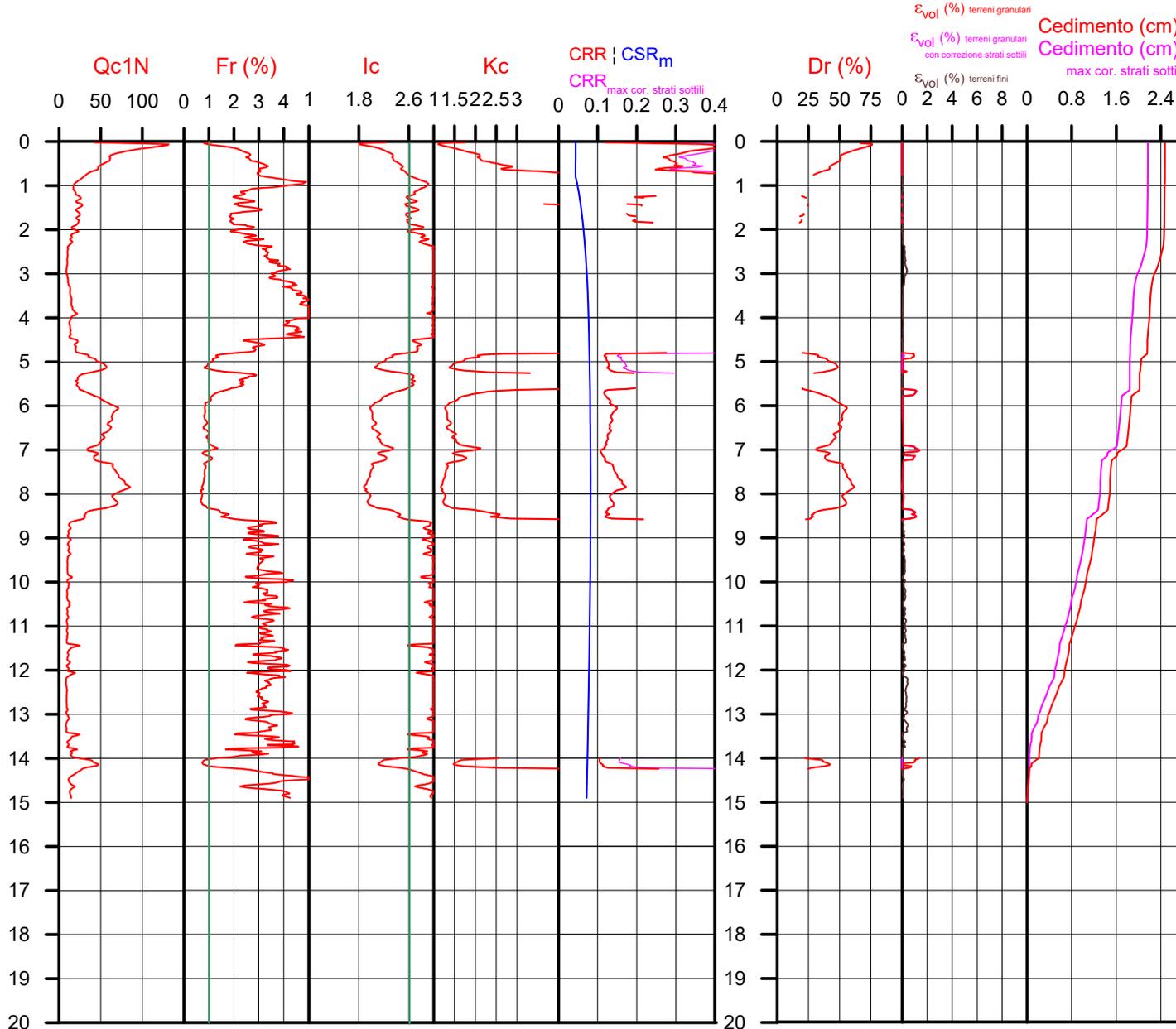
Falda presunta 0.8 metri

NTC 2018	
latitudine 45.196039°	amax substrato (m/sec2) 0.533
longitudine 12.095548°	
tipo di suolo	fattore amplificazione D 1.800
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 1.000
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine 6.140



Società di Geologia Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO ROBERTSON & CABAL 2009 PER TR = 332 ANN

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da ilc secondo Robertson & Cabal 2009
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{slq} = CRR / CSR$

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE PER TERRENI GRANULARI (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova per terreni granulari	Cedimento terreni granulari (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento	1.1	1.8
Cedimento considerando strati sottili	0.8	1.3

CALCOLO DEL CEDIMENTO PER TERRENI FINI (ROBERTSON 2009)

Parametri utilizzati:

- * Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento dei terreni fini calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento terreni fini (cm)	Cedimento totale fini + granulari (cm)
Cedimento	1.4	2.5
Cedimento considerando strati sottili	1.4	2.2

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslq e la profondità,

- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra
- * Profondità

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE		POTENZIALE DI ROTTURA	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili		
0.0	0.0	IL <= 2	BASSO
		2 < IL <= 5	MODERATO
		5 < IL <= 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune Cona (VE)
 Via Via Valletta / SP 8
 Localita' Cantarana
 Committente SERV/IN
 Data 5-lug-22

CPT 2

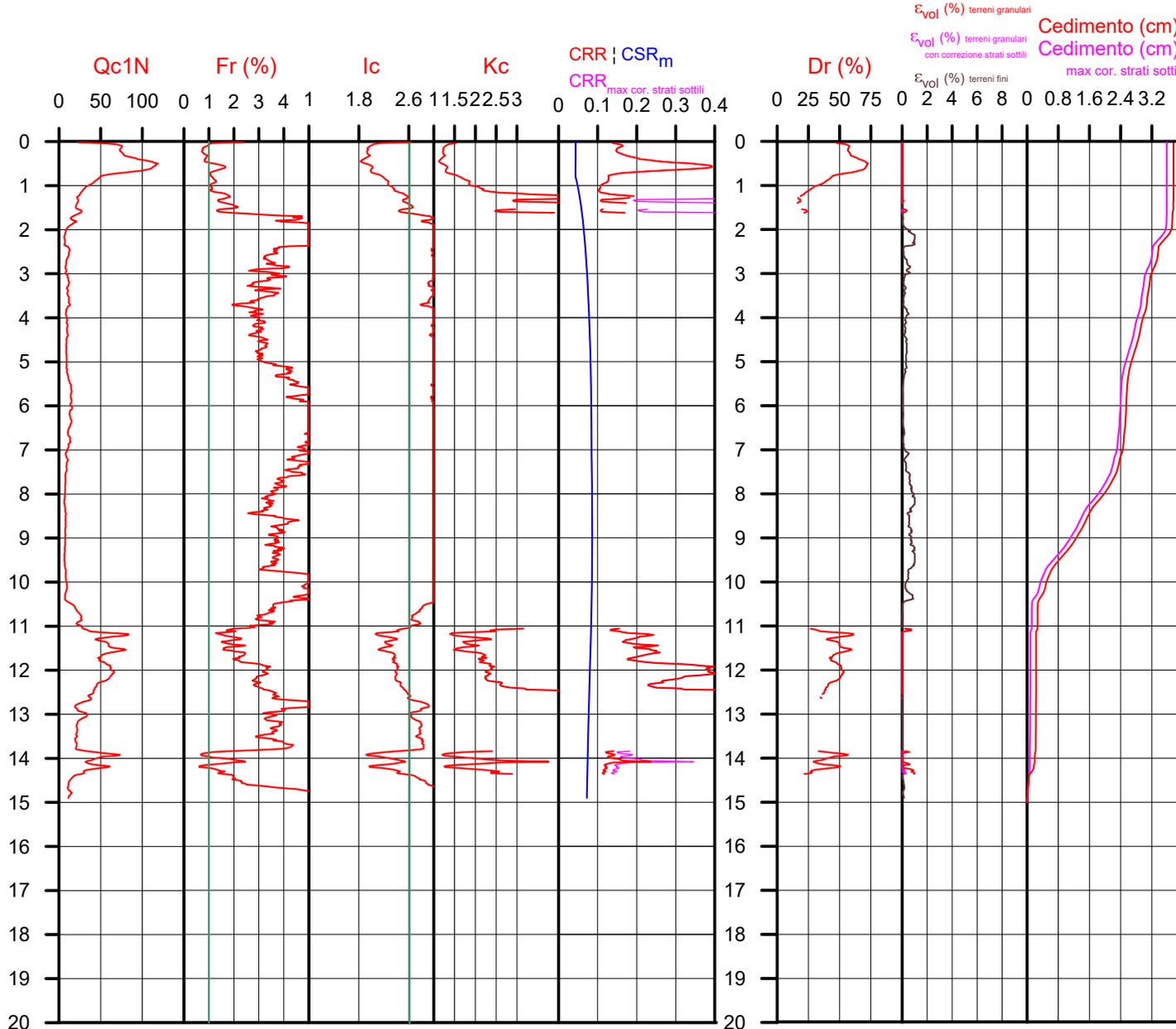
Falda presunta 0.8 metri

NTC 2018	
latitudine 45.196039°	amax substrato (m/sec2) 0.533
longitudine 12.095548°	
tipo di suolo	fattore amplificazione D 1.800
amplificazione topografica	amax ai p.c. (m/sec2) 1.000
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine 6.140



Società di Geologia Territoriale

S.G.T. sas
 di Van Zutphen Albert & C.
 Via Matteotti 50
 48012 Bagnacavallo (RA)
 www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO ROBERTSON & CABAL 2009 PER TR = 332 ANN

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da ilc secondo Robertson & Cabal 2009
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{liq} = CRR / CSR$

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE PER TERRENI GRANULARI (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova per terreni granulari	Cedimento terreni granulari (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento	0.2	0.3
Cedimento considerando strati sottili	0.1	0.1

CALCOLO DEL CEDIMENTO PER TERRENI FINI (ROBERTSON 2009)

Parametri utilizzati:

- * Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento dei terreni fini calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento terreni fini (cm)	Cedimento totale fini + granulari (cm)
Cedimento	3.5	3.8
Cedimento considerando strati sottili	3.5	3.6

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{liq} e la profondità,

- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra
- * Profondità

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE		POTENZIALE DI ROTTURA	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	IL	
0.0	0.0	IL <= 2	BASSO
		2 < IL <= 5	MODERATO
		5 < IL <= 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune Cona (VE)
 Via Via Valletta / SP 8
 Localita' Cantarana
 Committente SERV/IN
 Data 5-lug-22

CPT 3

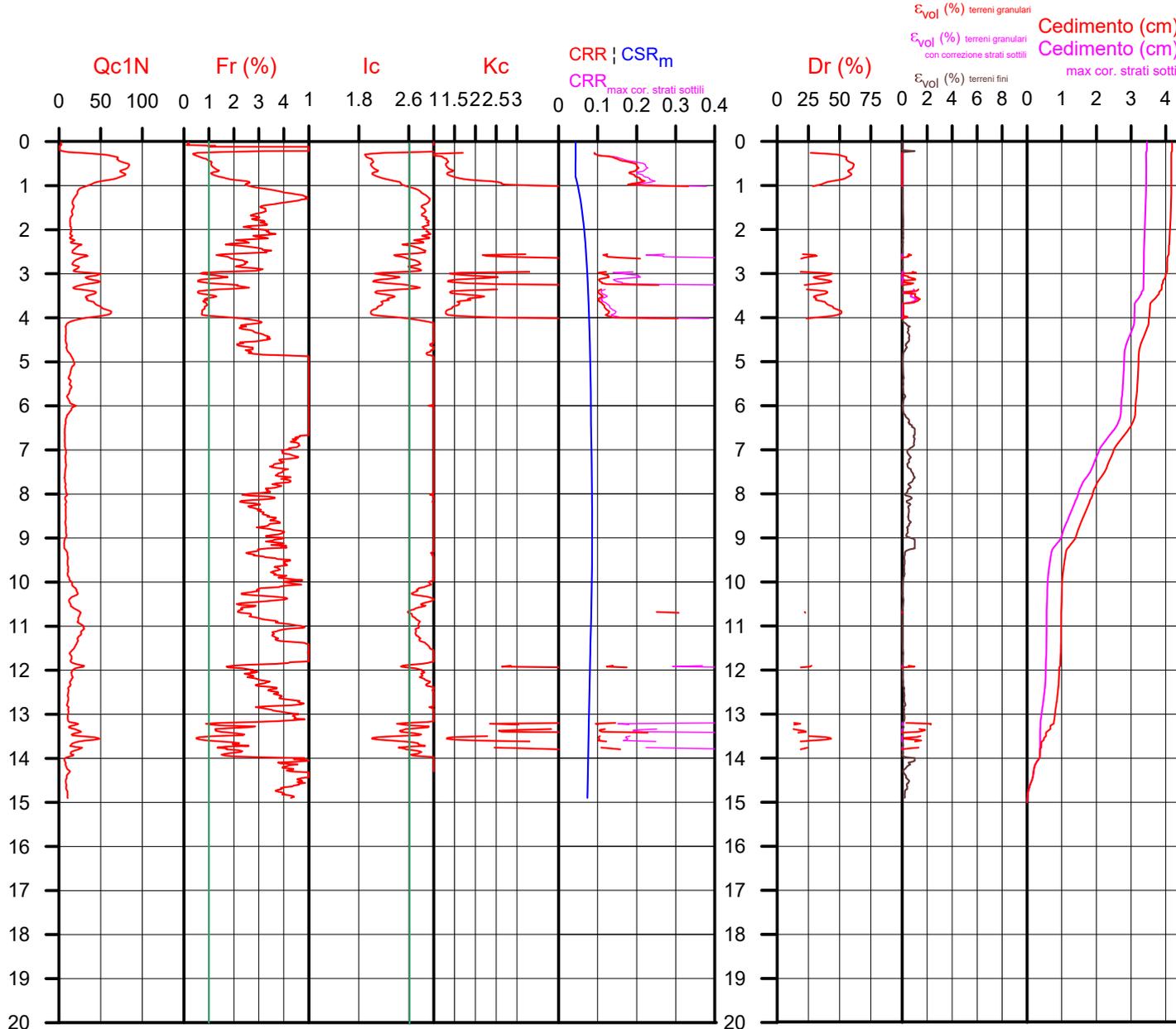
Falda presunta 0.8 metri

NTC 2018	
latitudine 45.196039°	amax substrato (m/sec2) 0.533
longitudine 12.095548°	
tipo di suolo D	fattore amplificazione 1.800
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 1.000
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo 6.140



Società di Geologia Territoriale

S.G.T. sas
 di Van Zutphen Albert & C.
 Via Matteotti 50
 48012 Bagnacavallo (RA)
 www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO ROBERTSON & CABAL 2009 PER TR = 332 ANN

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da ilc secondo Robertson & Cabal 2009
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{slq} = CRR / CSR$

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE PER TERRENI GRANULARI (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova per terreni granulari	Cedimento terreni granulari (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento	1.0	1.4
Cedimento considerando strati sottili	0.3	0.4

CALCOLO DEL CEDIMENTO PER TERRENI FINI (ROBERTSON 2009)

Parametri utilizzati:

- * Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento dei terreni fini calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento terreni fini (cm)	Cedimento totale fini + granulari (cm)
Cedimento	3.2	4.2
Cedimento considerando strati sottili	3.2	3.5

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{slq} e la profondità,

- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra
- * Profondità

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE		POTENZIALE DI ROTTURA	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili		
0.0	0.0	IL ≤ 2	BASSO
		2 < IL ≤ 5	MODERATO
		5 < IL ≤ 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune Cona (VE)
 Via Via Valletta / SP 8
 Localita' Cantarana
 Committente SERVIN
 Data 5-lug-22

CPT 4bis

Falda presunta 0.8 metri

NTC 2018	
latitudine 45.196039°	amax substrato (m/sec2) 0.533
longitudine 12.095548°	
tipo di suolo	fattore amplificazione D 1.800
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 1.000
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine 6.140

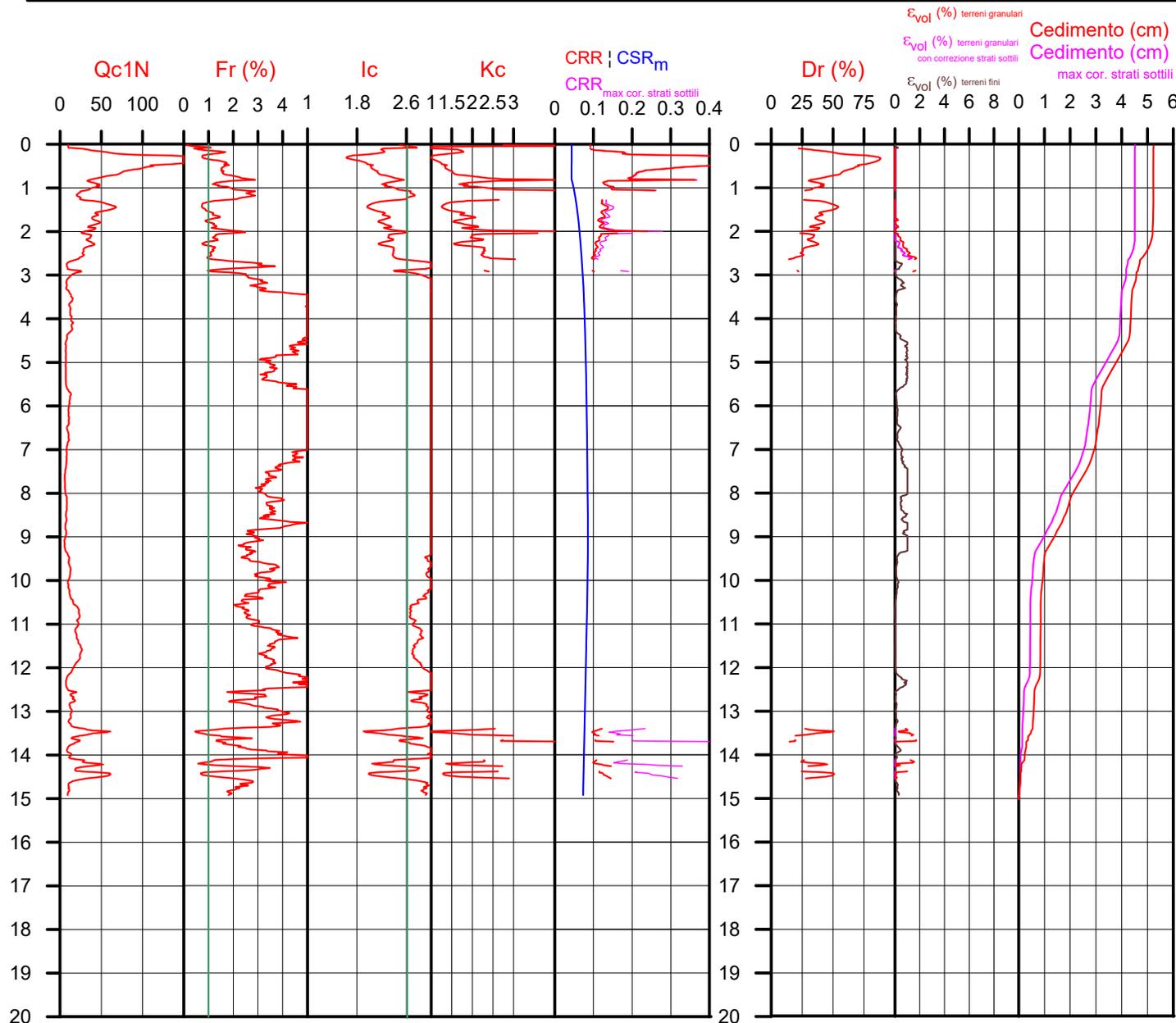


Società di Geologia Territoriale

S.G.T. sas
 di Van Zutphen Albert & C.

Via Matteotti 50
 48012 Bagnacavallo (RA)

www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO ROBERTSON & CABAL 2009 PER TR = 332 ANN

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da Idriss & Boulanger 2009
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{liq} = CRR / CSR$

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE PER TERRENI GRANULARI (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova per terreni granulari	Cedimento terreni granulari (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento	1.0	1.3
Cedimento considerando strati sottili	0.3	0.3

CALCOLO DEL CEDIMENTO PER TERRENI FINI (ROBERTSON 2009)

Parametri utilizzati:

- * Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento dei terreni fini calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento terreni fini (cm)	Cedimento totale fini + granulari (cm)
Cedimento	4.3	5.2
Cedimento considerando strati sottili	4.3	4.5

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{liq} e la profondità,

- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra
- * Profondità

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE		POTENZIALE DI ROTTURA	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	IL	
0.0	0.0	IL ≤ 2	BASSO
		2 < IL ≤ 5	MODERATO
		5 < IL ≤ 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune Cona (VE)
 Via Via Valletta / SP 8
 Localita' Cantarana
 Committente SERVIN
 Data 5-lug-22

CPT 5

Falda presunta 0.8 metri

NTC 2018	
latitudine 45.196039°	amax substrato (m/sec2) 0.533
longitudine 12.095548°	
tipo di suolo	fattore amplificazione
	D 1.800
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	0.959
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo
	6.140

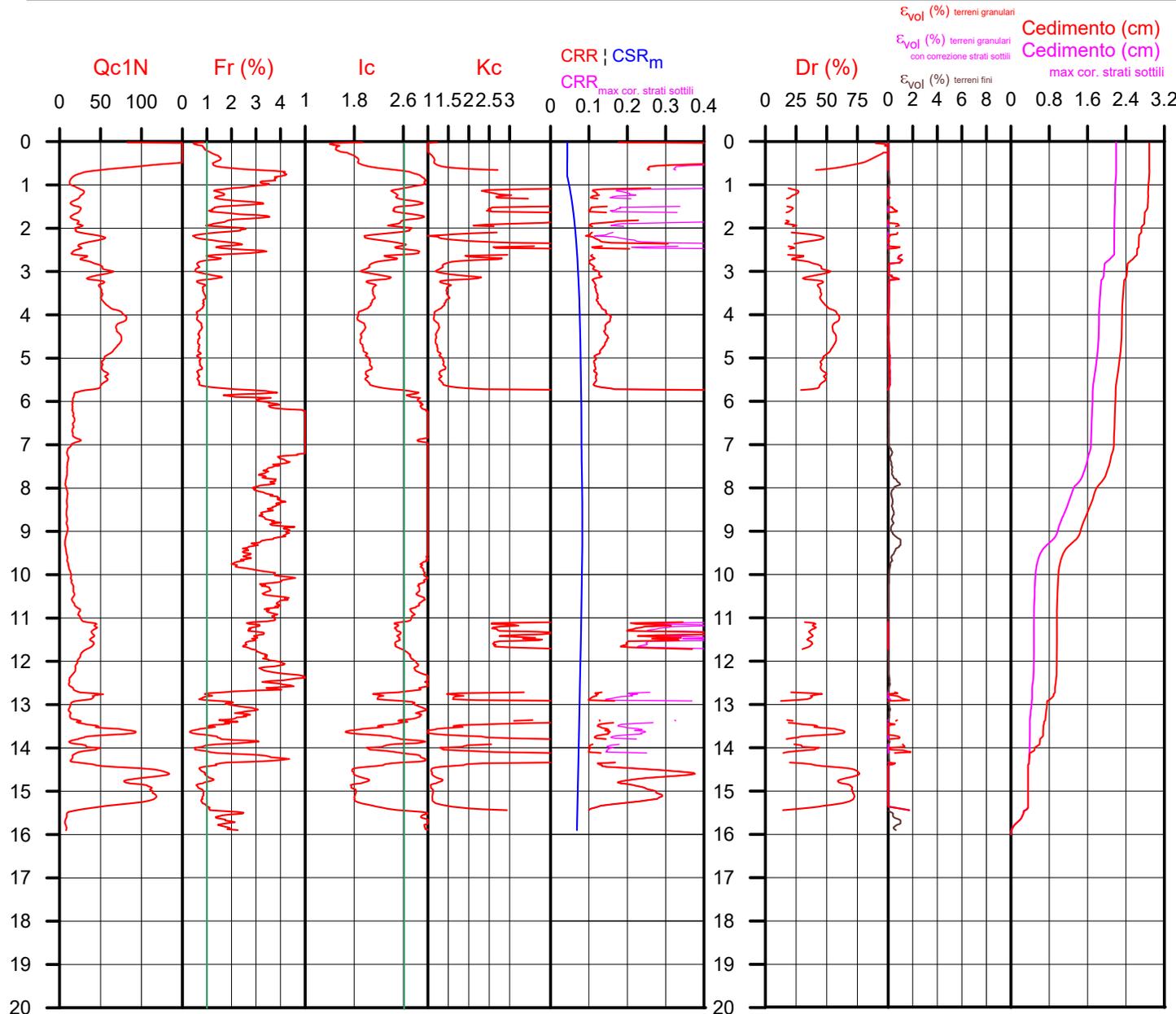


Società di Geologia Territoriale

S.G.T. sas
 di Van Zutphen Albert & C.

Via Matteotti 50
 48012 Bagnacavallo (RA)

www.ge055.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO ROBERTSON & CABAL 2009 PER TR = 332 ANN

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{liq} = CRR / CSR$

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE PER TERRENI GRANULARI (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova per terreni granulari	Cedimento terreni granulari (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento	1.3	1.9
Cedimento considerando strati sottili	0.6	0.9

CALCOLO DEL CEDIMENTO PER TERRENI FINI (ROBERTSON 2009)

Parametri utilizzati:

- * Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento dei terreni fini calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento terreni fini (cm)	Cedimento totale fini + granulari (cm)
Cedimento	1.6	2.9
Cedimento considerando strati sottili	1.6	2.2

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{liq} e la profondità,

- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra
- * Profondità

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE		POTENZIALE DI ROTTURA	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili		
0.0	0.0	IL ≤ 2	BASSO
		2 < IL ≤ 5	MODERATO
		5 < IL ≤ 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune Cona (VE)
 Via Via Valletta / SP 8
 Localita' Cantarana
 Committente SERVIN
 Data 5-lug-22

CPT 6

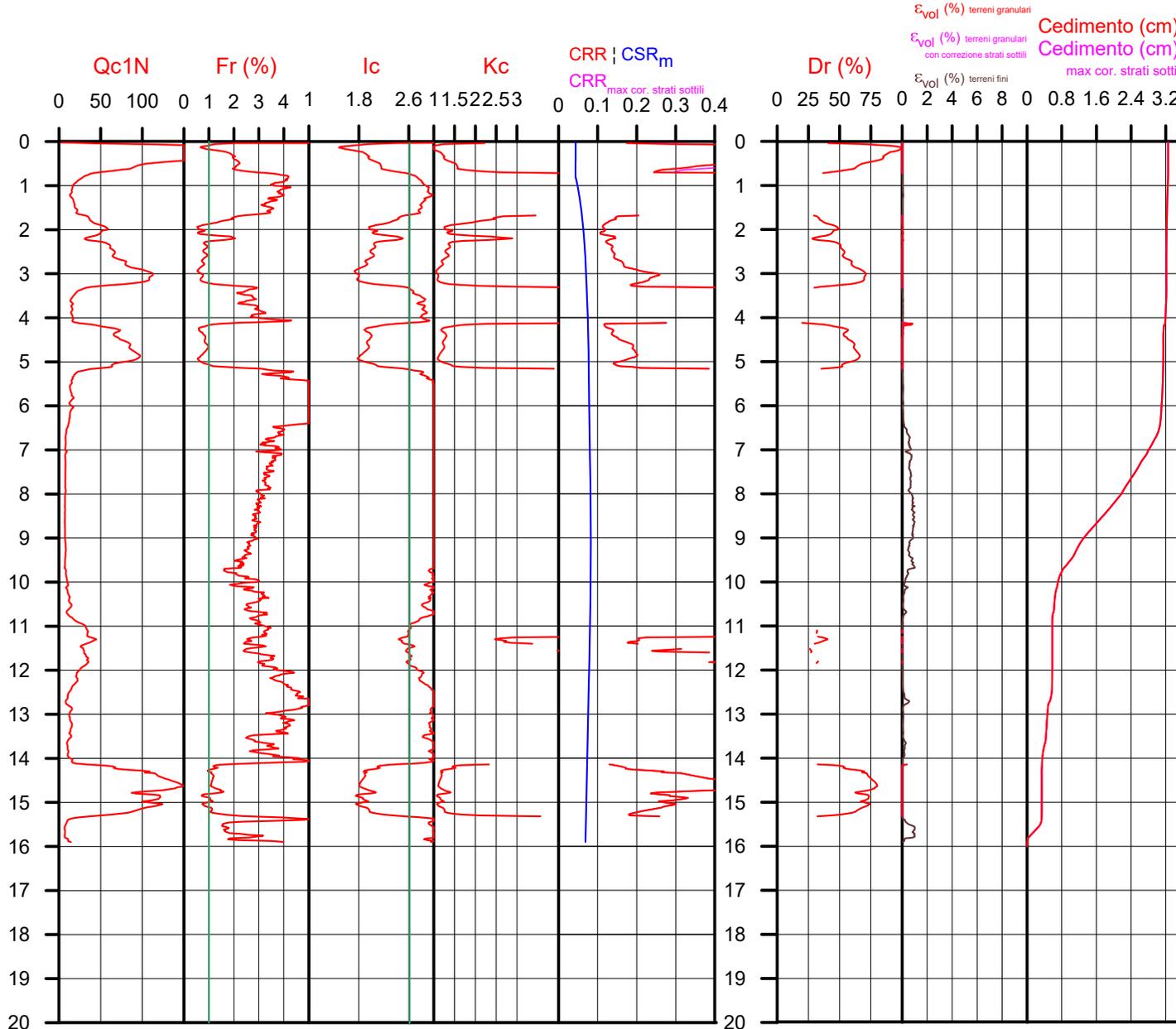
Falda presunta 0.8 metri

NTC 2018	
latitudine 45.196039°	amax substrato (m/sec2) 0.533
longitudine 12.095548°	
tipo di suolo	fattore amplificazione
	D 1.800
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	0.959
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine
	6.140



Società di Geologia Territoriale

S.G.T. sas
 di Van Zutphen Albert & C.
 Via Matteotti 50
 48012 Bagnacavallo (RA)
 www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO ROBERTSON & CABAL 2009 PER TR = 332 ANN

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{slq} = CRR / CSR$

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE PER TERRENI GRANULARI (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova per terreni granulari	Cedimento terreni granulari (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento	0.1	0.1
Cedimento considerando strati sottili	0.1	0.1

CALCOLO DEL CEDIMENTO PER TERRENI FINI (ROBERTSON 2009)

Parametri utilizzati:

- * Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento dei terreni fini calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento terreni fini (cm)	Cedimento totale fini + granulari (cm)
Cedimento	3.2	3.3
Cedimento considerando strati sottili	3.2	3.3

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{slq} e la profondità,

- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra
- * Profondità

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE		POTENZIALE DI ROTTURA	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili		
0.0	0.0	IL <= 2	BASSO
		2 < IL <= 5	MODERATO
		5 < IL <= 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune Cona (VE)
 Via Via Valletta / SP 8
 Localita' Cantarana
 Committente SERV/IN
 Data 5-lug-22

CPT 7

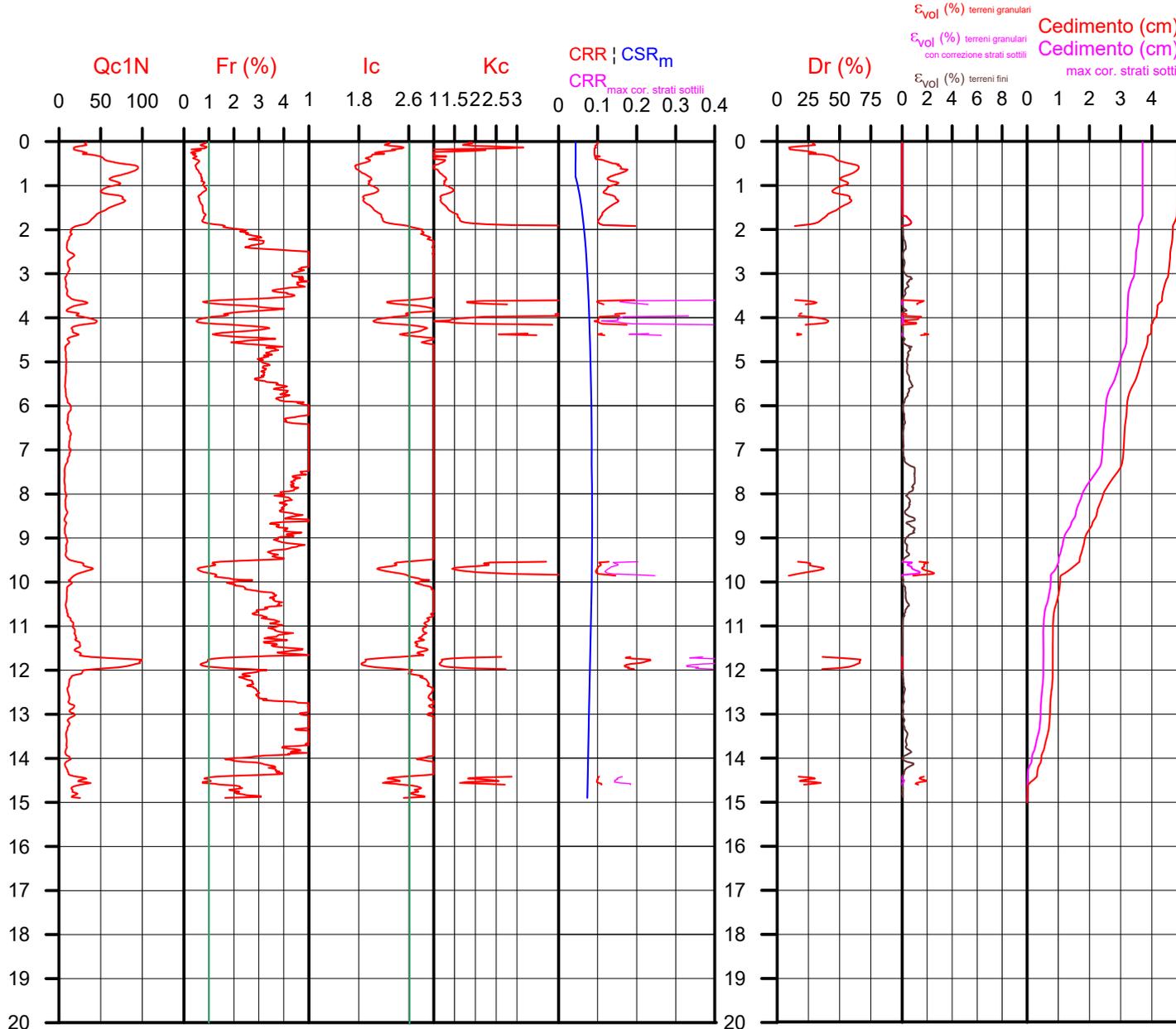
Falda presunta 0.8 metri

NTC 2018	
latitudine 45.196039°	amax substrato (m/sec2) 0.584
longitudine 12.095548°	fattore amplificazione 1.800
tipo di suolo D	amax al p.c. (m/sec2) 1.052
amplificazione topografica 1.000	magnitudo 6.140
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	



Società di Geologia Territoriale

S.G.T. sas
 di Van Zutphen Albert & C.
 Via Matteotti 50
 48012 Bagnacavallo (RA)
 www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO ROBERTSON & CABAL 2009 PER TR = 475 ANN

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{slq} = CRR 7.5 / CSR 6.14$

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE PER TERRENI GRANULARI (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova per terreni granulari	Cedimento terreni granulari (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento	1.9	2.5
Cedimento considerando strati sottili	0.6	0.9

CALCOLO DEL CEDIMENTO PER TERRENI FINI (ROBERTSON 2009)

Parametri utilizzati:

- * Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento dei terreni fini calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento terreni fini (cm)	Cedimento totale fini + granulari (cm)
Cedimento	3.2	5.1
Cedimento considerando strati sottili	3.2	3.8

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslq e la profondità,

- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra
- * Profondità

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE		POTENZIALE DI ROTTURA	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	IL <= 2	BASSO
0.0	0.0	2 < IL <= 5	MODERATO
		5 < IL <= 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Cona (VE)
Via Valletta / SP 8
Cantarana
SERVIN
5-lug-22

CPT **1**

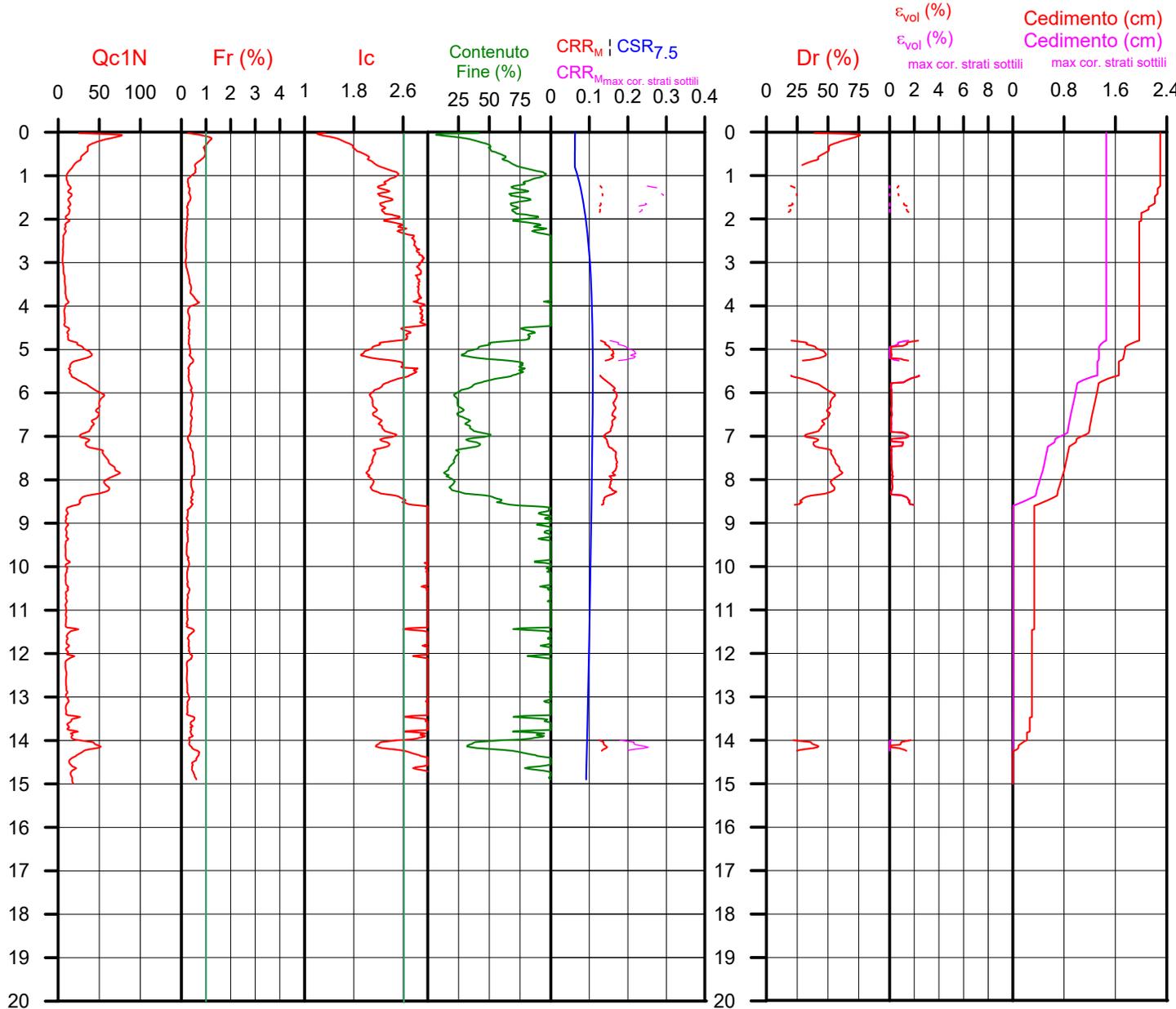
Falda presunta 0.8 metri

NTC 2018	
latitudine 45.196039°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 12.095548°	0.533
tipo di suolo	fattore amplificazione
	D 1.800
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	0.959
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo
	6.140



**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRISSE 2014 PER TR = 332 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR secondo Boulanger & Idriss 2014 (Cyclic Stress Ratio per magnitudine 7.5)
- * CRR_m (Cyclic Resistance Ratio corretto per magnitudo 6.14) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Contenuto di fine secondo Boulanger & Idriss 2014
 - Correzione di Qc1N a Qc1N_{cs} basato su contenuto di fine e Qc1N
 - MSF (Magnitude Scaling Factor secondo Boulanger & Idriss 2014"
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di correzione per tensione efficace K_σ secondo Boulanger & Idriss 2014.
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
 - Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- * **Fattore di sicurezza per liquefazione: Fsl_{liq} = CRR_{6.14} * K_s / CSR_{7.5}**

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	2.3	3.6
Cedimento totale correzione strati sottili	1.5	2.5

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_l DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2003)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fsl_{liq} e la profondità.

INDICE I _l DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2005)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	
0.0	0.0	IL <= 2 BASSA
		2 < IL <= 5 MODERATA
		5 < IL <= 15 ELEVATA
		IL > 15 MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbi (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbi DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GUIDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
6	5	PPbi <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPbi <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPbi <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABILE
		65 < PPbi <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABILE
		PPbi > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Cona (VE)
Via Valletta / SP 8
Cantarana
SERVIN
5-lug-22

CPT **2**

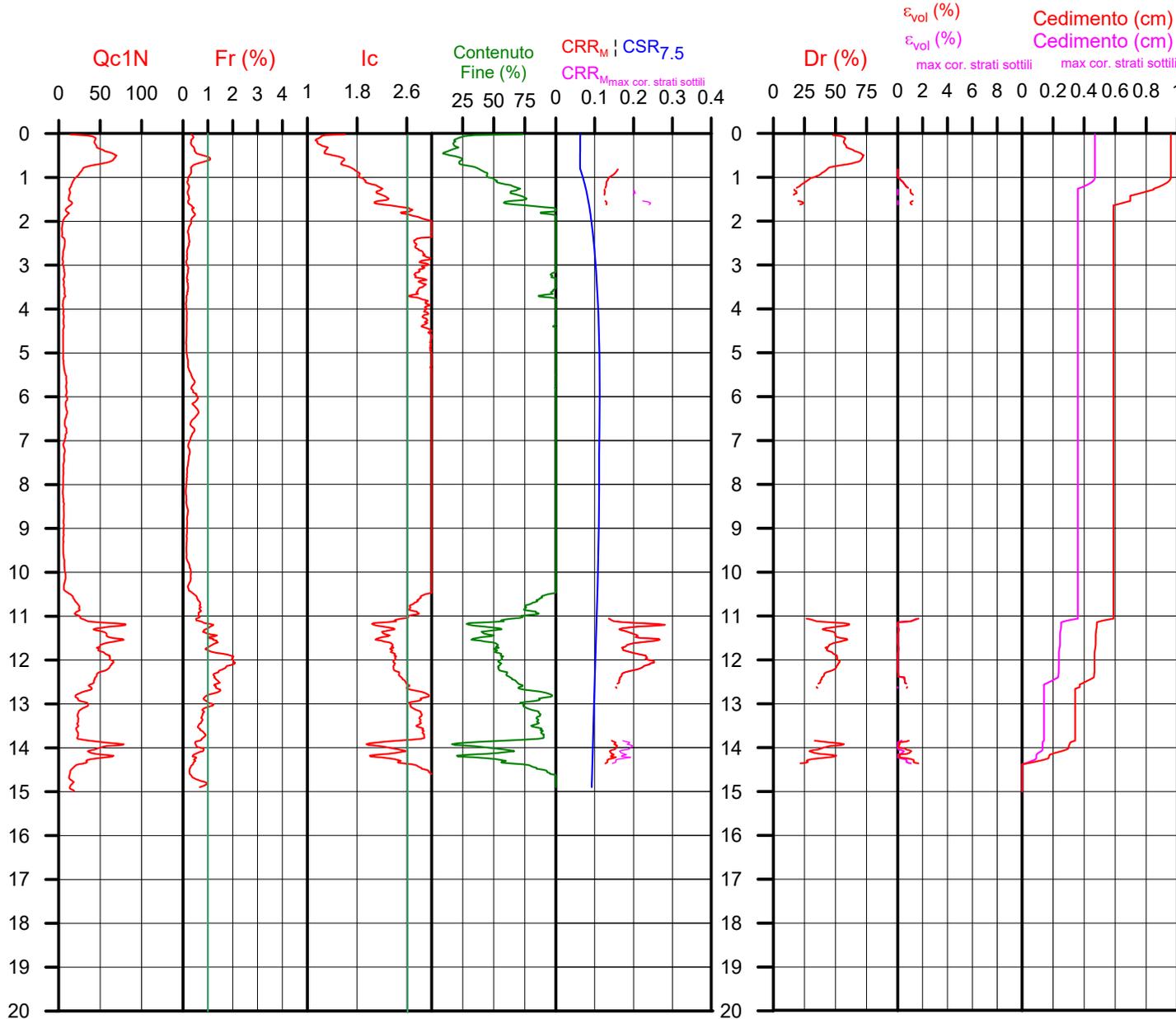
Falda presunta 0.8 metri

NTC 2018	
latitudine 45.196039°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 12.095548°	0.533
tipo di suolo	fattore amplificazione
	D 1.800
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	0.959
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo
	6.140



**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRISSE 2014 PER TR = 332 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR secondo Boulanger & Idriss 2014 (Cyclic Stress Ratio per magnitudo 7.5)
- * CRR_m (Cyclic Resistance Ratio corretto per magnitudo 6.14) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Contenuto di fine secondo Boulanger & Idriss 2014
 - Correzione di Qc1N a Qc1N_{cs} basato su contenuto di fine e Qc1N
 - MSF (Magnitude Scaling Factor secondo Boulanger & Idriss 2014"
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di correzione per tensione efficace K_σ secondo Boulanger & Idriss 2014.
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998: Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- * **Fattore di sicurezza per liquefazione: Fsl_{iq} = CRR_{6.14} * K_s / CSR_{7.5}**

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	1.0	1.3
Cedimento totale correzione strati sottili	0.5	0.7

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2003)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fsl_{iq} e la profondità.

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2005)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	
0.0	0.0	IL <= 2 BASSA
		2 < IL <= 5 MODERATA
		5 < IL <= 15 ELEVATA
		IL > 15 MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbi (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbi DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GUIDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
2	1	PPbi <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPbi <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPbi <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
		65 < PPbi <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
		PPbi > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Cona (VE)
Via Valletta / SP 8
Cantarana
SERVIN
5-lug-22

CPT **3**

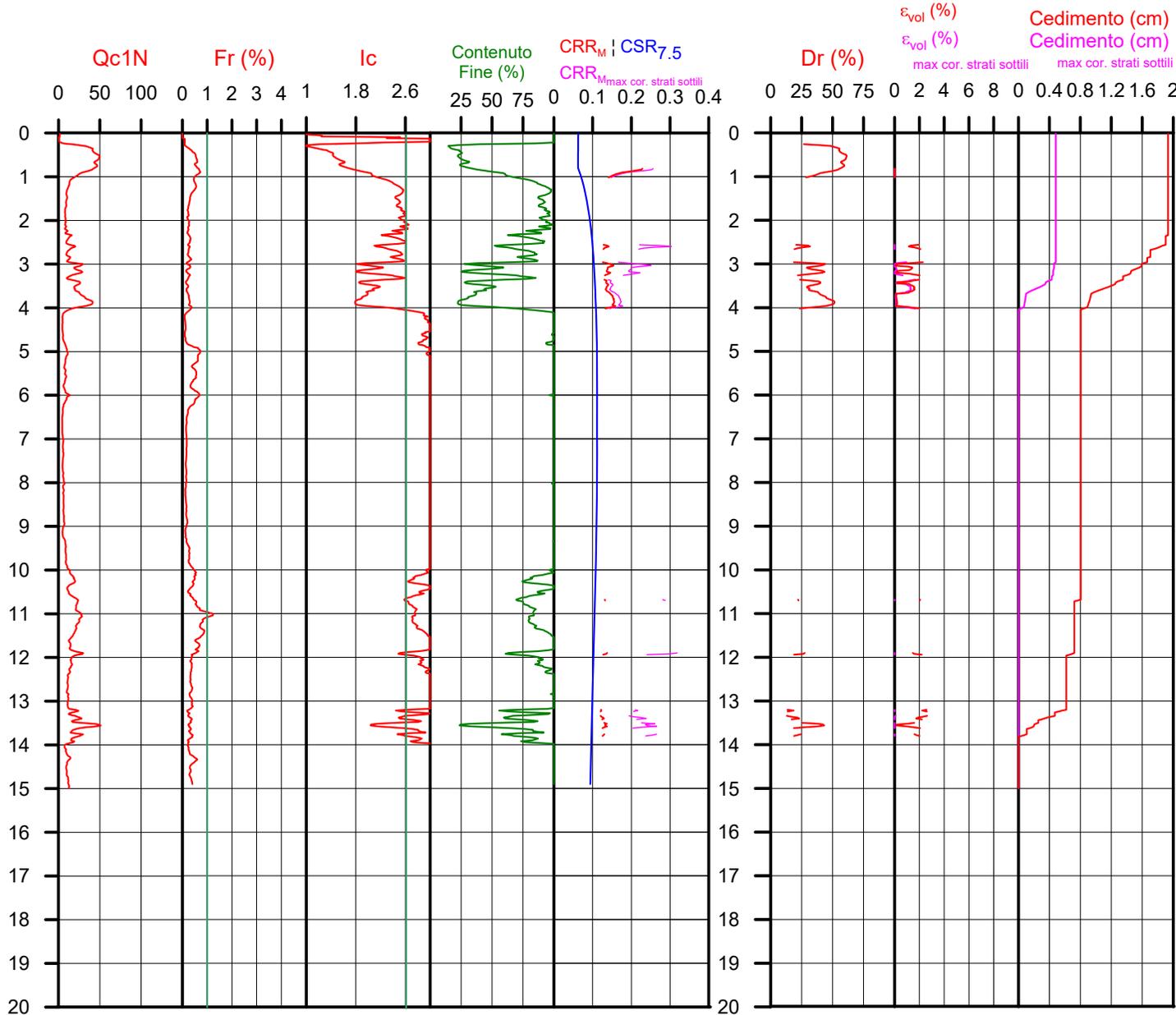
Falda presunta 0.8 metri

NTC 2018	
latitudine 45.196039°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 12.095548°	0.533
tipo di suolo	fattore amplificazione
	D 1.800
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	0.959
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo
	6.140



**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRISSE 2014 PER TR = 332 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR secondo Boulanger & Idriss 2014 (Cyclic Stress Ratio per magnitudine 7.5)
- * CRR_m (Cyclic Resistance Ratio corretto per magnitudo 6.14) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Contenuto di fine secondo Boulanger & Idriss 2014
 - Correzione di Qc1N a Qc1N_{cs} basato su contenuto di fine e Qc1N
 - MSF (Magnitude Scaling Factor secondo Boulanger & Idriss 2014"
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di correzione per tensione efficace K_σ secondo Boulanger & Idriss 2014.
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
 - Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- * **Fattore di sicurezza per liquefazione: Fsl_{liq} = CRR_{6.14} * K_s / CSR_{7.5}**

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	1.9	2.5
Cedimento totale correzione strati sottili	0.5	0.7

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2003)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fsl_{liq} e la profondità.

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2005)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	
0.0	0.0	IL <= 2 BASSA
		2 < IL <= 5 MODERATA
		5 < IL <= 15 ELEVATA
		IL > 15 MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbi (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbi DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GUIDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
3	2	PPbi <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPbi <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPbi <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
		65 < PPbi <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
		PPbi > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Cona (VE)
Via Valletta / SP 8
Cantarana
SERVIN
5-lug-22

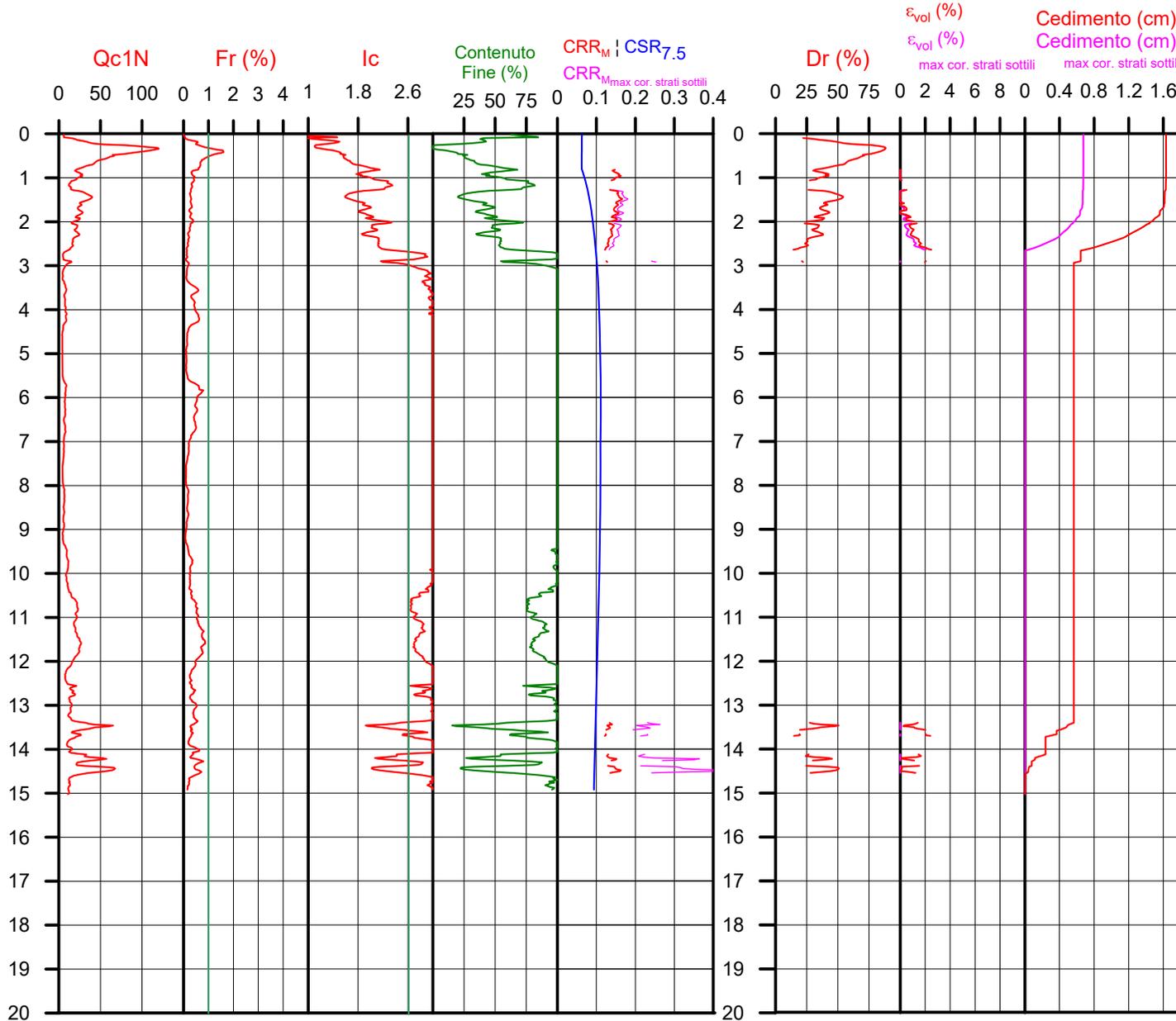
CPT 4bis
Falda presunta 0.8 metri

NTC 2018	
latitudine 45.196039°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 12.095548°	0.533
tipo di suolo	fattore amplificazione
	D 1.800
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	0.959
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo
	6.140



Società di Geologia Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRIS 2014 PER TR = 332 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR secondo Boulanger & Idriss 2014 (Cyclic Stress Ratio per magnitudo 7.5)
- * CRRm (Cyclic Resistance Ratio corretto per magnitudo 6.14) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Contenuto di fine secondo Boulanger & Idriss 2014
 - Correzione di Qc1N a Qc1N_{cs} basato su contenuto di fine e Qc1N
 - MSF (Magnitude Scaling Factor secondo Boulanger & Idriss 2014"
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di correzione per tensione efficace K_σ secondo Boulanger & Idriss 2014.
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998: Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- * **Fattore di sicurezza per liquefazione: Fsl_{liq} = CRR6.14 * K_s / CSR7.5**

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	1.6	2.2
Cedimento totale correzione strati sottili	0.7	0.9

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_l DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2003)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fsl_{liq} e la profondità.

INDICE I _l DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2005)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	
0.0	0.0	IL <= 2 BASSA
		2 < IL <= 5 MODERATA
		5 < IL <= 15 ELEVATA
		IL > 15 MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbi (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbi DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GUIDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
3	2	PPbi <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPbi <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPbi <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
		65 < PPbi <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
		PPbi > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Cona (VE)
Via Valletta / SP 8
Cantarana
SERVIN
5-lug-22

CPT **5**

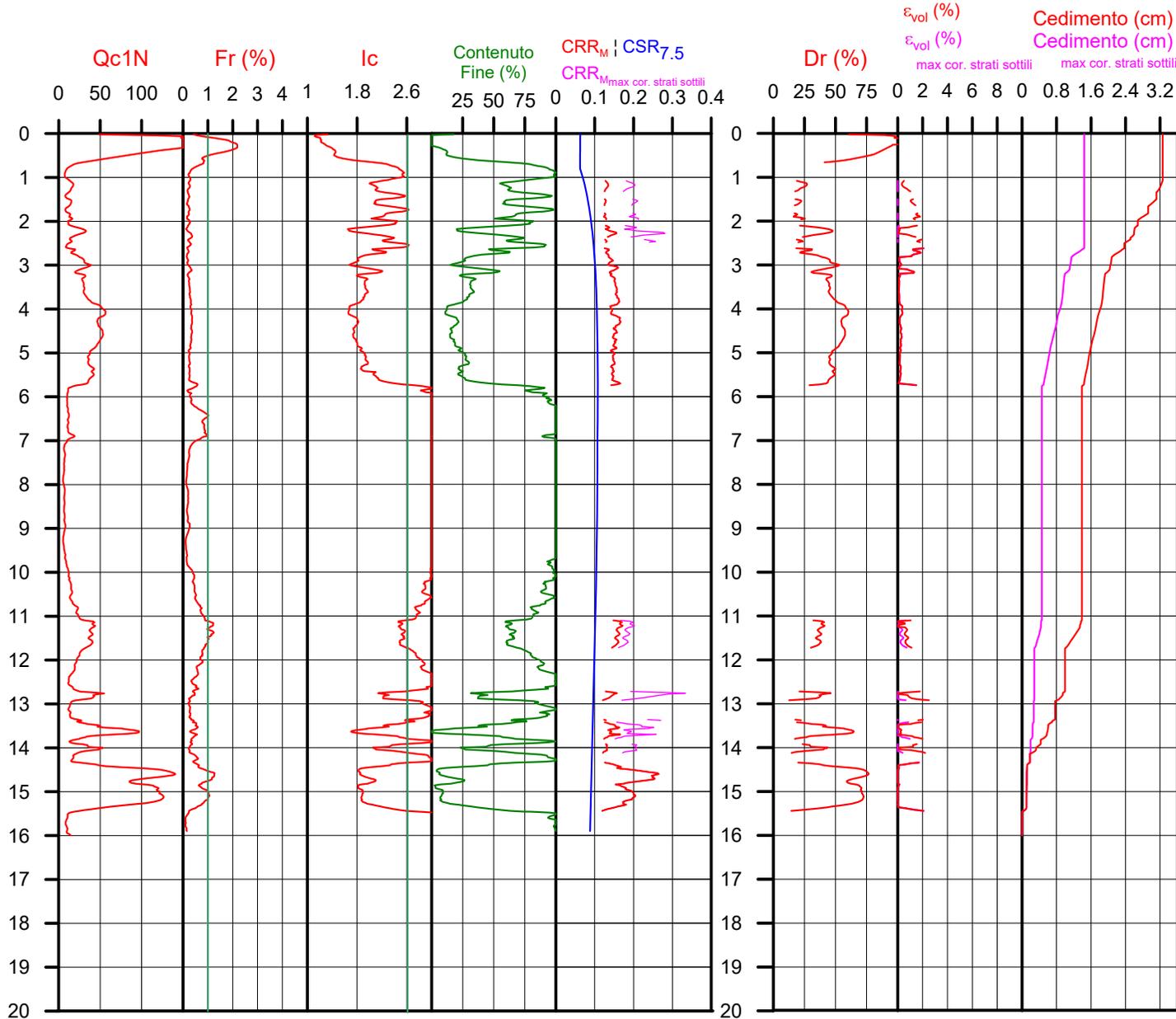
Falda presunta 0.8 metri

NTC 2018	
latitudine 45.196039°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 12.095548°	0.533
tipo di suolo	fattore amplificazione
	D 1.800
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	0.959
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo
	6.140



**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRIS 2014 PER TR = 332 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR secondo Boulanger & Idriss 2014 (Cyclic Stress Ratio per magnitudine 7.5)
- * CRR_m (Cyclic Resistance Ratio corretto per magnitudo 6.14) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Contenuto di fine secondo Boulanger & Idriss 2014
 - Correzione di Qc1N a Qc1N_{cs} basato su contenuto di fine e Qc1N
 - MSF (Magnitude Scaling Factor secondo Boulanger & Idriss 2014"
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di correzione per tensione efficace K_σ secondo Boulanger & Idriss 2014.
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998: I_c > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- * **Fattore di sicurezza per liquefazione: Fsl_{iq} = CRR_{6.14} * K_s / CSR_{7.5}**

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	3.3	5.0
Cedimento totale correzione strati sottili	1.4	2.6

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2003)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fsl_{iq} e la profondità.

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2005)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	
0.0	0.0	IL <= 2 BASSA
		2 < IL <= 5 MODERATA
		5 < IL <= 15 ELEVATA
		IL > 15 MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PP_{bl} (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PP _{bl} DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GUIDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
9	7	PP _{bl} <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PP _{bl} <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PP _{bl} <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
		65 < PP _{bl} <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
		PP _{bl} > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Cona (VE)
Via Valletta / SP 8
Cantarana
SERVIN
5-lug-22

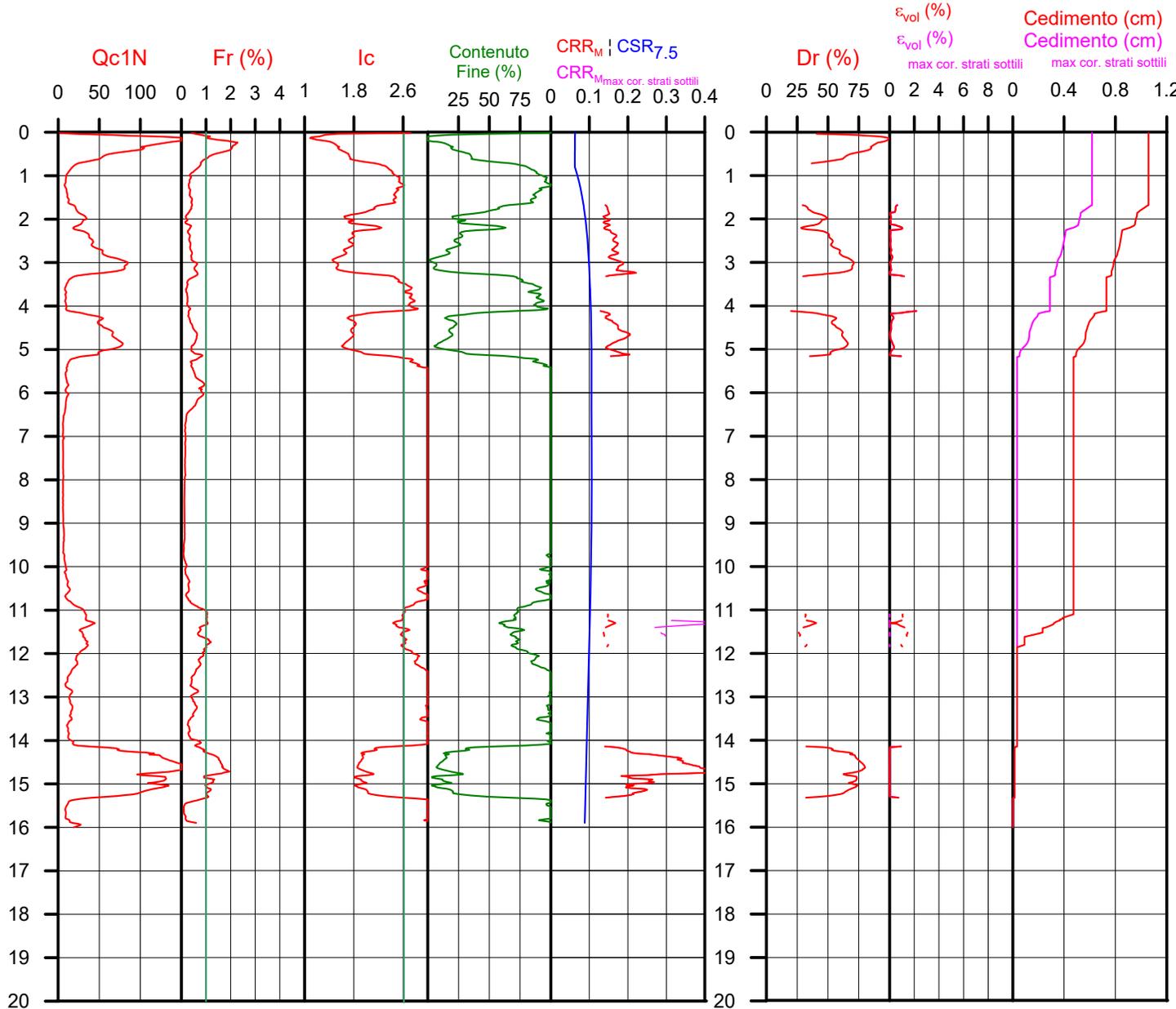
CPT 6
Falda presunta 0.8 metri

NTC 2018	
latitudine 45.196039°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 12.095548°	0.533
tipo di suolo	fattore amplificazione
	D 1.800
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	0.959
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo
	6.140



Società di Geologia Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRISSE 2014 PER TR = 332 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR secondo Boulanger & Idriss 2014 (Cyclic Stress Ratio per magnitudo 7.5)
- * CRR_m (Cyclic Resistance Ratio corretto per magnitudo 6.14) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Contenuto di fine secondo Boulanger & Idriss 2014
 - Correzione di Qc1N a Qc1N_{cs} basato su contenuto di fine e Qc1N
 - MSF (Magnitude Scaling Factor secondo Boulanger & Idriss 2014"
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di correzione per tensione efficace K_σ secondo Boulanger & Idriss 2014.
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998: Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- * **Fattore di sicurezza per liquefazione: Fsl_{iq} = CRR_{6.14} * K_s / CSR_{7.5}**

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	1.1	1.9
Cedimento totale correzione strati sottili	0.6	1.3

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2003)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fsl_{iq} e la profondità.

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2005)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	
0.0	0.0	IL <= 2 BASSA
		2 < IL <= 5 MODERATA
		5 < IL <= 15 ELEVATA
		IL > 15 MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbi (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbi DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GUIDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
4	4	PPbi <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPbi <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPbi <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
		65 < PPbi <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
		PPbi > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Cona (VE)
Via Valletta / SP 8
Cantarana
SERVIN
5-lug-22

CPT **7**

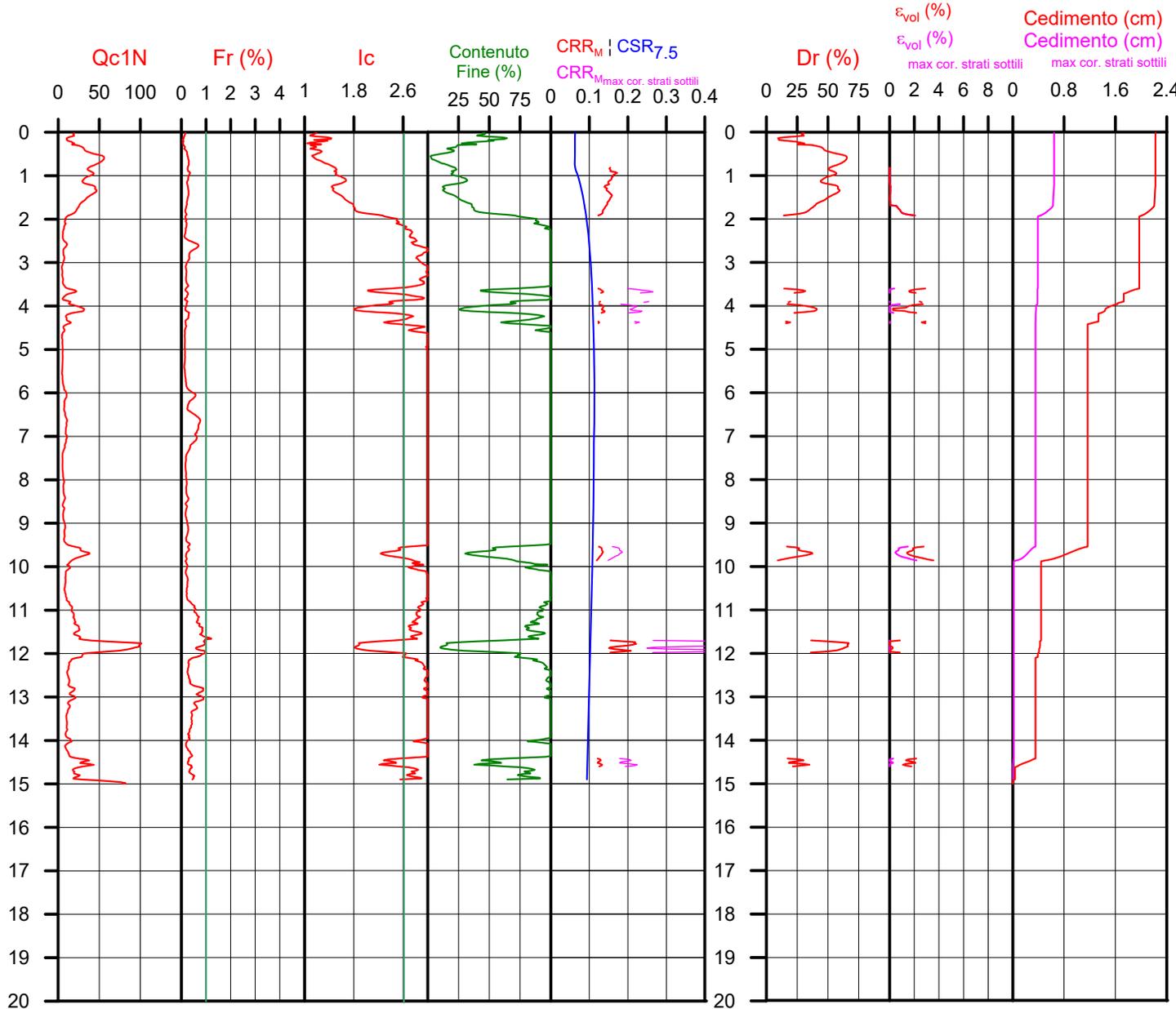
Falda presunta 0.8 metri

NTC 2018	
latitudine 45.196039°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 12.095548°	0.533
tipo di suolo	fattore amplificazione
	1.800
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	0.959
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo
	6.140



**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRIS 2014 PER TR = 332 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR secondo Boulanger & Idriss 2014 (Cyclic Stress Ratio per magnitudine 7.5)
- * CRR_M (Cyclic Resistance Ratio corretto per magnitudo 6.14) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Contenuto di fine secondo Boulanger & Idriss 2014
 - Correzione di Qc1N a Qc1N_{cs} basato su contenuto di fine e Qc1N
 - MSF (Magnitude Scaling Factor secondo Boulanger & Idriss 2014"
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di correzione per tensione efficace K_σ secondo Boulanger & Idriss 2014.
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
 - Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- * **Fattore di sicurezza per liquefazione: Fsl_{liq} = CRR_{6.14} * K_s / CSR_{7.5}**

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	2.2	2.8
Cedimento totale correzione strati sottili	0.6	0.8

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_l DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2003)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fsl_{liq} e la profondità.

INDICE I _l DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2005)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	
0.0	0.0	IL <= 2 BASSA
		2 < IL <= 5 MODERATA
		5 < IL <= 15 ELEVATA
		IL > 15 MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbi (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbi DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GUIDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
3	2	PPbi <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPbi <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPbi <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
		65 < PPbi <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
		PPbi > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA