

CITTA' DI
VENEZIA



AREA LAVORI PUBBLICI, MOBILITÀ E TRASPORTI

Settore Viabilità di Quartiere e Locale Terraferma, Energia e Impianti

Servizio Manutenzione e Gestione Viabilità di Quartiere e Locale Terraferma

**MANUTENZIONE STRAORDINARIA
AREE PEDONALI
(C.I. 15419)**

PERIZIA SUPPLETIVA E DI VARIANTE

B.1.2

RELAZIONE GEOLOGICA PONTE VIA GRAPPUTO

Venezia Mestre, giugno 2026

Il Progettista
ing. Davide Semenzato
f.to digitalmente

Il Responsabile Unico del Progetto
dott. Alberto Cesaro
f.to digitalmente

COSTRUZIONI SEMENZATO S.R.L.

**Via Torino, 65/A
30172 VENEZIA**

**VIA GRAPPUTO
VENEZIA**

RELAZIONE GEOLOGICA

Protocollo Comune di Venezia c. l736 PG/2026/0325532 del 09/06/2026 - Pag. 2 di 42

1. PREMESSA

Per incarico della committenza è stata eseguita un'indagine per la caratterizzazione geologica e geotecnica di un'area interessata da uno studio preliminare di fattibilità della sistemazione del ponte di via Grapputo nel Comune di Venezia (Figura 1 – Figura 2).

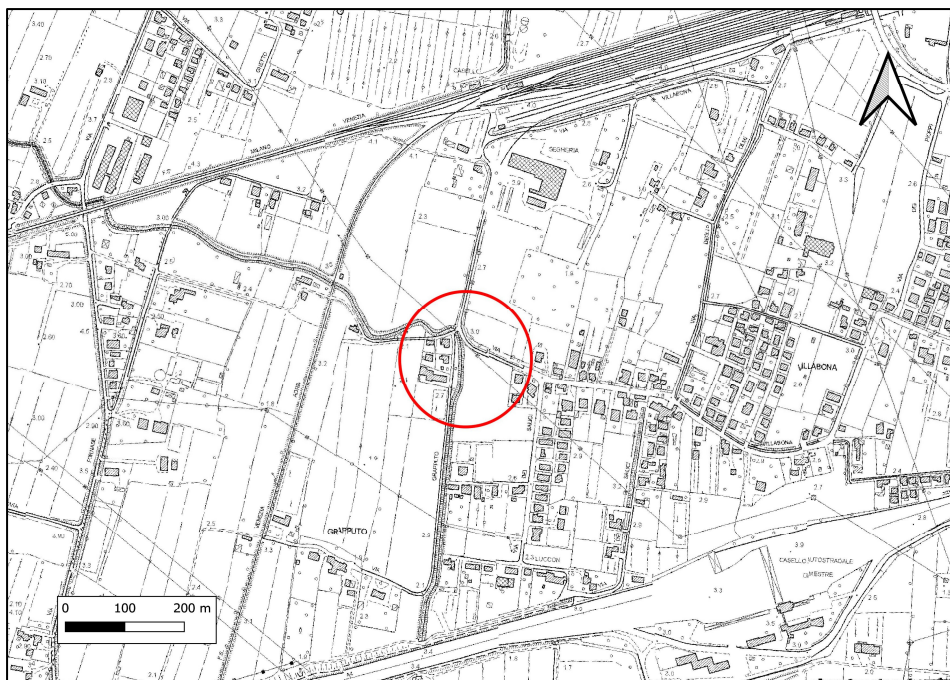


Figura 1 – Estratto di CTR con ubicazione dell'area oggetto di intervento.

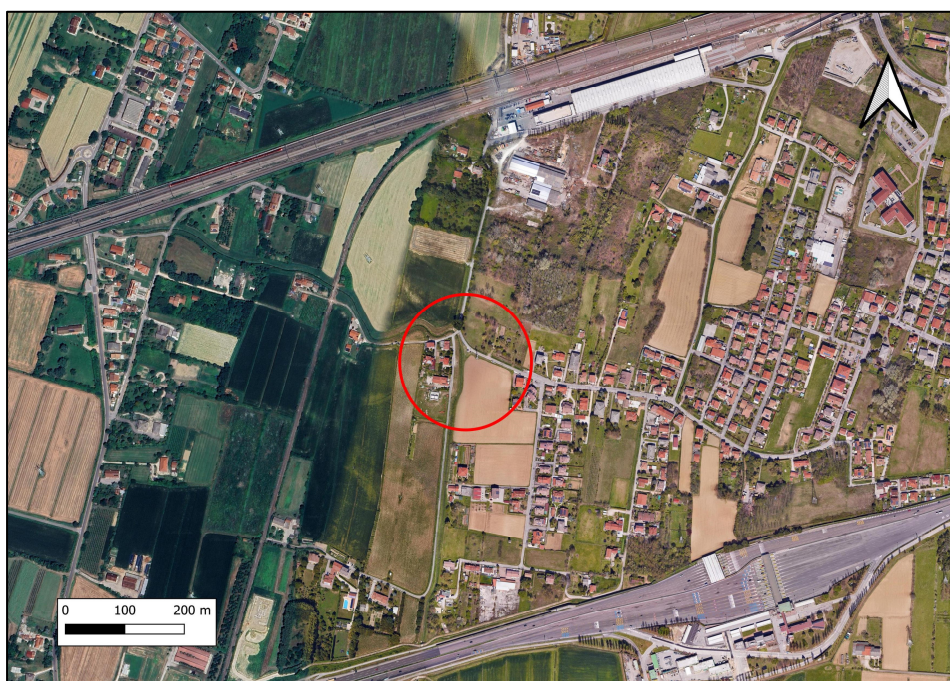


Figura 2 – Immagine satellitare con ubicazione dell'area oggetto di intervento.

Per la caratterizzazione del sottosuolo sono state eseguite le seguenti indagini:

- n°1 prova penetrometrica statica con punta elettrica (CPTU), spinta fino alla profondità di -25,0 m dal p.c..
- n°1 indagine geofisica di sismica attiva multicanale (MASW) con analisi della componente verticale delle onde di Rayleigh;

Le modalità di esecuzione delle indagini sono descritte in seguito, mentre la loro ubicazione è riportata nella planimetria di Figura 14.

In allegato alla presente relazione si riportano i seguenti elaborati:

- Allegato 1: Tabelle, dati e diagrammi delle prove penetrometriche CPTU;
- Allegato 2: Report dell'indagine MASW;
- Allegato 3: Report della verifica a liquefazione;
- Allegato 4: Documentazione fotografica.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di interesse specifico per la presente relazione è la seguente:

- D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2018);
- Circ. Min. 21/01/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";
- D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2008);
- Circ. Min. 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche";
- O.P.C.M. 3274/2003 e succ. modd.;
- O.P.C.M. 3519/2006;
- "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" – D.M. 11/03/1988;
- Istruzioni applicative al D.M. 11.03.88 – Circ. Min. LL.PP. 24.09.88 n° 30483;
- "Raccomandazioni A.G.I. riguardanti l'esecuzione e programmazione delle indagini geotecniche" – A.G.I. 1977.

3. DEFINIZIONE TERRITORIALE

3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Il territorio di Venezia ricade nell'ambito della Bassa Pianura Veneta. La Pianura, di cui fa parte il sito in esame, è costituita da una coltre di depositi alluvionali del Quaternario, senza soluzione di continuità, di origine essenzialmente fluviale-fluvioglaciale. La deposizione di tali materiali sciolti si deve principalmente all'attività dei fiumi che hanno interessato questa porzione di territorio. Essi hanno infatti cambiato ripetutamente percorso a valle del loro sbocco montano interessando aree molto ampie fino a coprire migliaia di km², costituendo strutture a ventaglio denominate conoidi o megafan. In particolare, l'area in esame appartiene al sistema morfo-sedimentario del Fiume Brenta e del Fiume Bacchiglione (**Figura 3**).

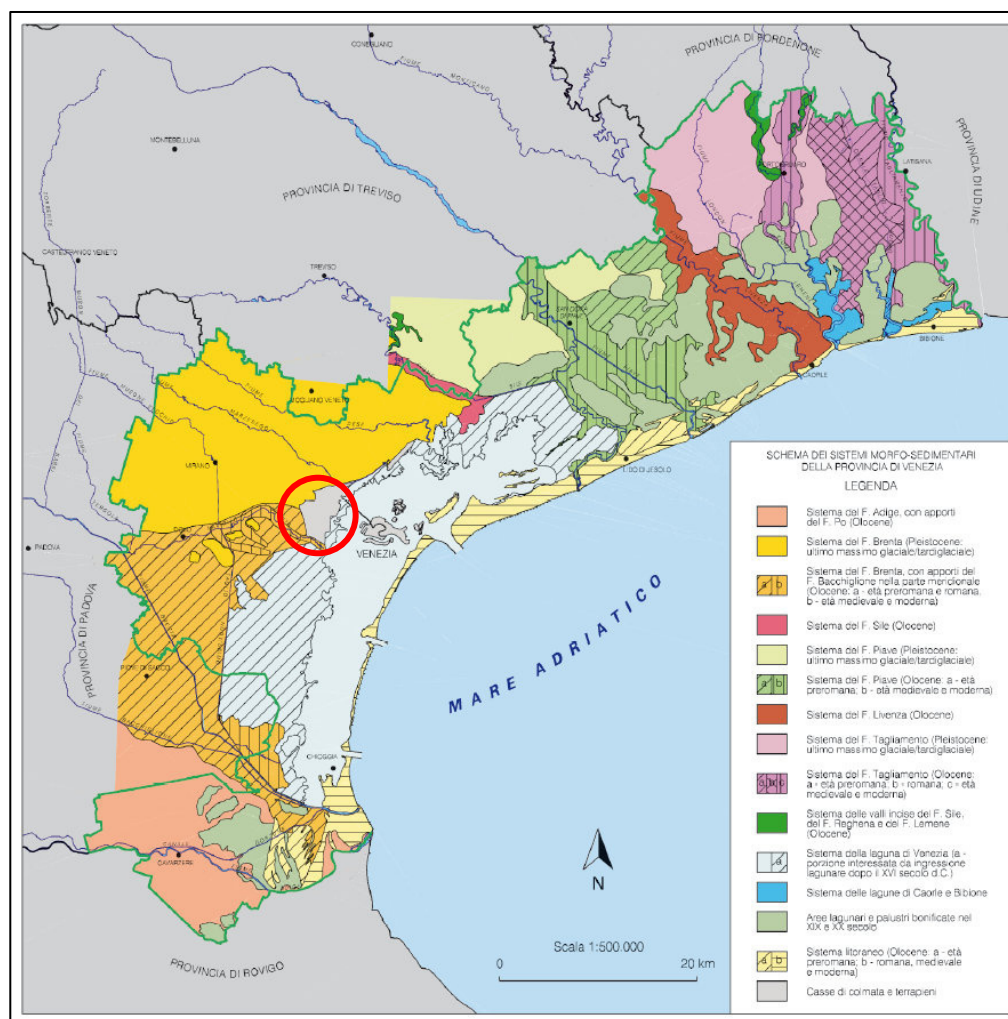


Figura 3 – Carta dei sistemi morfo-sedimentari della Provincia di Venezia.

Le principali strutture geomorfologiche che caratterizzano questa parte di pianura sono i numerosi dossi fluviali che convergono verso il margine interno della laguna (Figura 4). Queste strutture hanno estensione da poche centinaia di metri ad 1 km, mentre presentano un rilievo rispetto al piano campagna di 2-3 metri. I dossi fluviali corrispondono ad antichi decorsi fluviali, pensili rispetto alla pianura e che sono riconducibili alle principali direttrici di deflusso del Brenta. Strutturalmente un dosso fluviale evidenzia nella maggior parte dei casi, una parte centrale caratterizzata da depositi sabbiosi propri di alveo attivo e, lateralmente, da depositi di tipo argilloso-limoso. Spesso le ultime fasi di attività dei dossi hanno comportato la deposizione di sedimenti limosi, che quindi ricoprono completamente le sabbie. In contrapposizione ai dossi vi sono le aree depresse che rappresentano porzioni di territorio altimetricamente più basse di forma concava e denominate aree di interdosso.

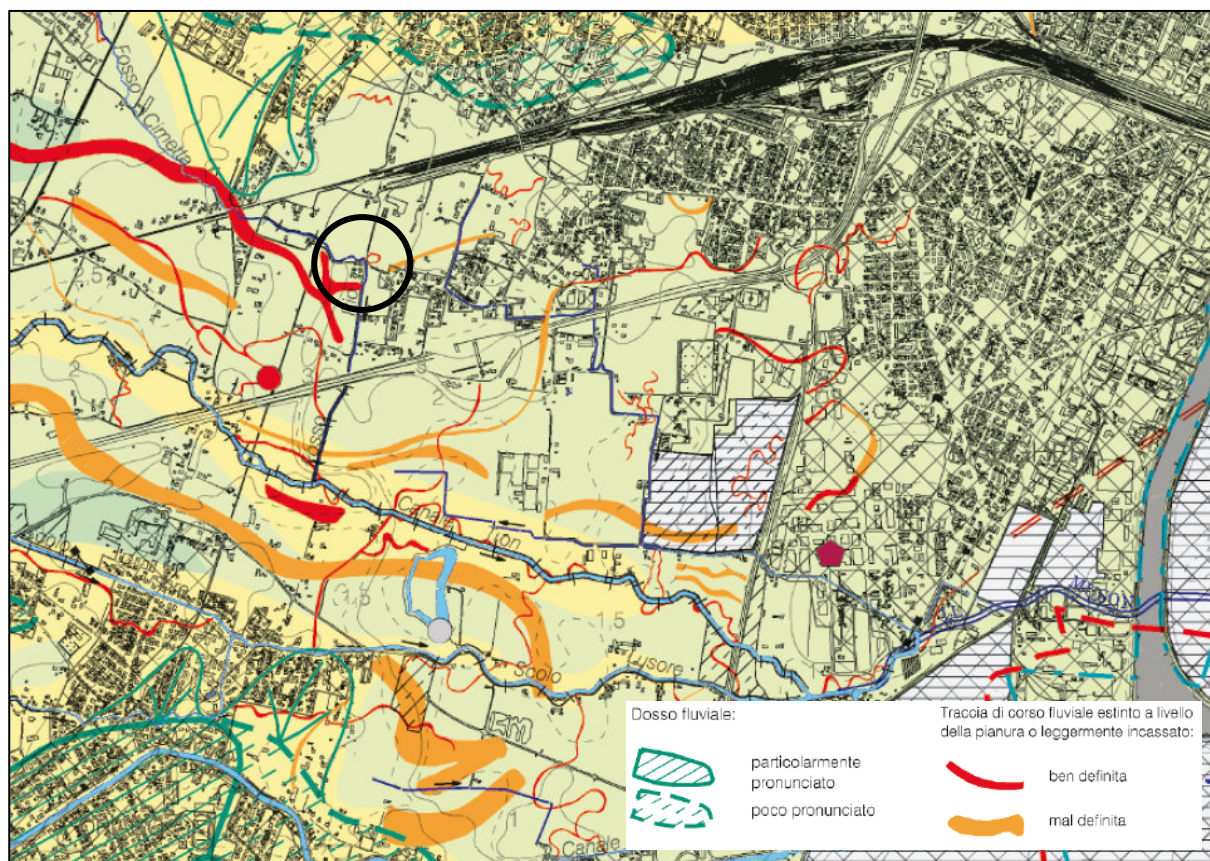


Figura 4 – Estratto della Carta Geomorfologica della Provincia di Venezia.

Dalla Carta Geomorfologica del PAT di Venezia (Figura 5), il sito in esame si colloca su di un dosso fluviale con andamento circa NW-SE ad una quota di circa 3 m s.l.m.m.



Figura 5 – Estratto della Carta Geomorfologica del PAT di Venezia.

Il territorio comunale, ricadendo nella Bassa Pianura, è caratterizzato da una complessa successione deposizionale, in cui orizzonti limoso-argillosi si trovano alternati a livelli sabbiosi fini. La granulometria dei depositi può variare rapidamente in senso laterale ed in profondità in conseguenza dell'interdigitazione dei depositi a prevalente componente sabbiosa od argillosa, derivanti dall'interazione fra ambienti tipicamente fluviali con ambienti palustri dove avveniva la lenta deposizione di depositi fini.

Dalla Carta Litologica del PAT di Venezia (Figura 6), l'area in esame è caratterizzata da *“Materiali alluvionali, fluvio-glaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente sabbiosa”*.

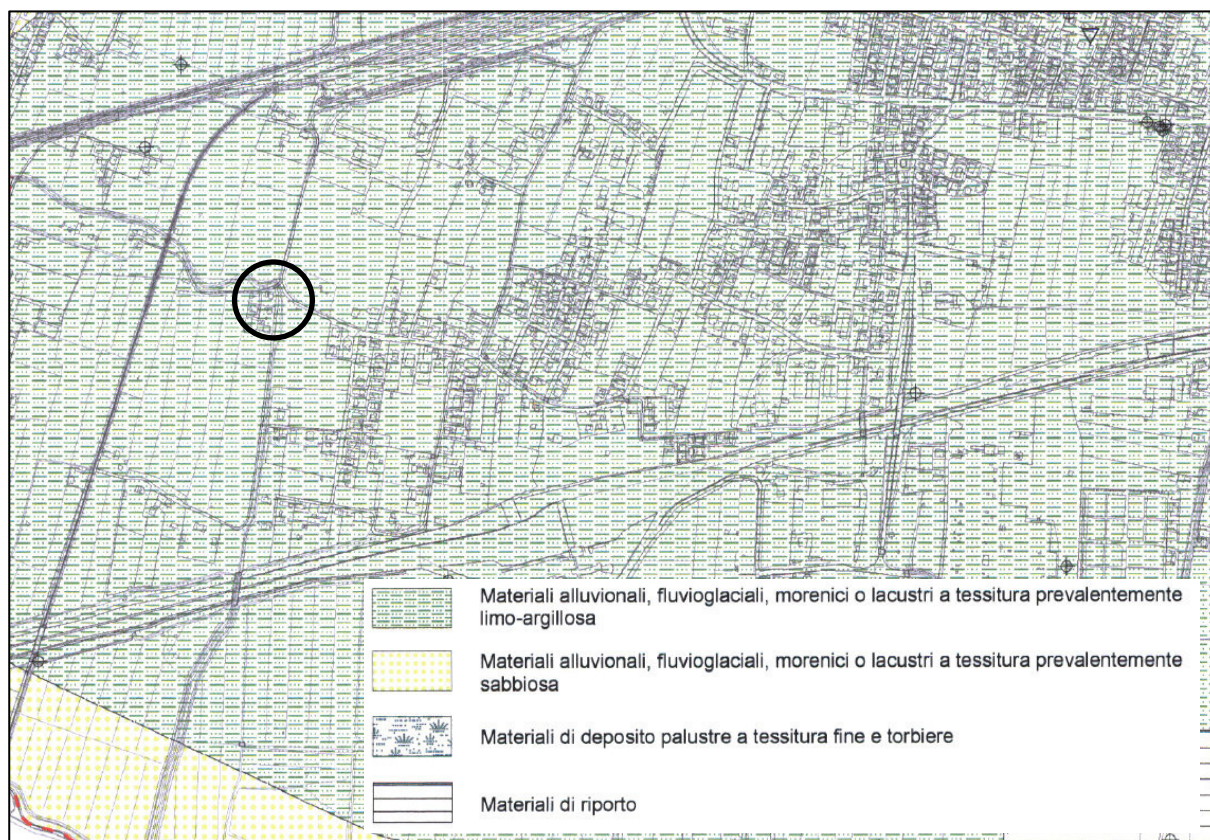


Figura 6 – Estratto della Carta Litologica del PAT di Venezia.

3.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Il territorio di Venezia ricade nell'ambito della Bassa Pianura dove le alluvioni fluviali si intercalano spesso con sedimenti di origine marina, lacustre e palustre. I processi di sedimentazione fluviale in ambito di pianura hanno portato alla deposizione di materiali a granulometria fine con una notevole variabilità laterale di facies legata alla presenza di macroforme sedimentarie che risultano dalla sedimentazione cumulativa che spazia in tempi anche lunghi.

Da ciò risulta che i depositi appartenenti ad ogni singolo sistema fluviale non sono sufficientemente delineabili e distinguibili da permettere di creare delle unità di pertinenza relative ad ogni singolo corso d'acqua o riconducibili a formazioni geologiche differenziate o di facies specifiche. Nella loro complessa eterogeneità, tali depositi si possono definire come un ripetersi omogeneo dell'alternanza di limi, sabbie ed argille compenstrate o alternate in strati differenziati, a seconda delle particolari condizioni paleoambientali di deposizione.

Dal punto di vista idrogeologico il sottosuolo della Bassa Pianura è caratterizzato da un sistema multifalda costituito da una falda freatica superficiale e una serie di acquiferi confinati sovrapposti, alloggiati all'interno degli strati sabbiosi e separati da orizzonti limosi e argillosi impermeabili.

La Carta Idrogeologica della Pianura della Regione Veneto (**Figura 7**) pone la zona in oggetto tra l'isofreatica 2 e 1 m s.l.m.; la falda presenta gradienti ridotti o nulli e direzione generale verso SE.

In particolare, la falda freatica presente nel territorio in esame è posta a debole profondità (mediamente da 1,00 a 2,00 metri dal piano campagna) e presenta oscillazioni stagionali contenute.

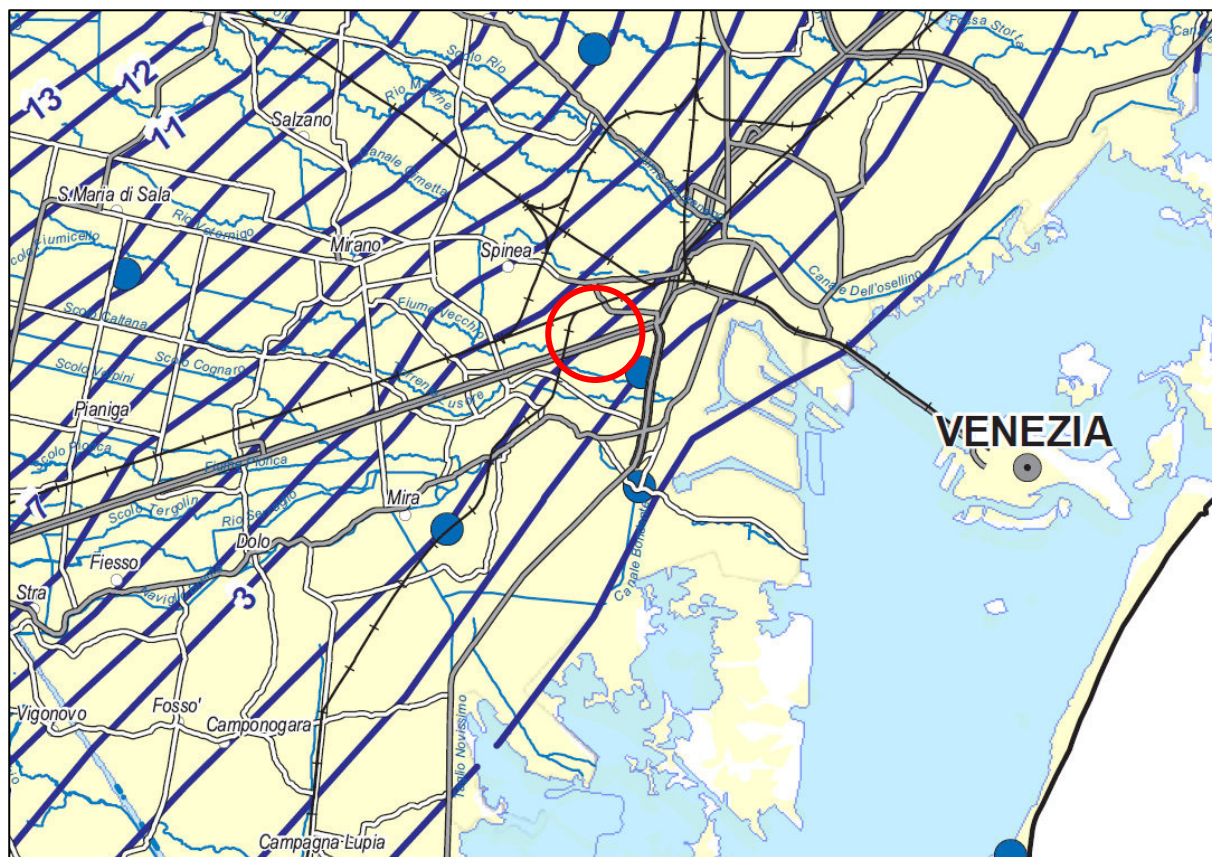


Figura 7 – Stralcio della Carta idrogeologica (Regione del Veneto – Piano regionale di Attività di Cava, 2004).

3.3 COMPATIBILITÀ GEOLOGICA E IDRAULICA

Dalla Carta delle Fragilità del PAT di Venezia (Figura 8) emerge che l'area in esame è "idonea a condizione G – Aree con corpi idrici ricettori in trasformazione – Progetto Moranzani" ai fini edificatori.

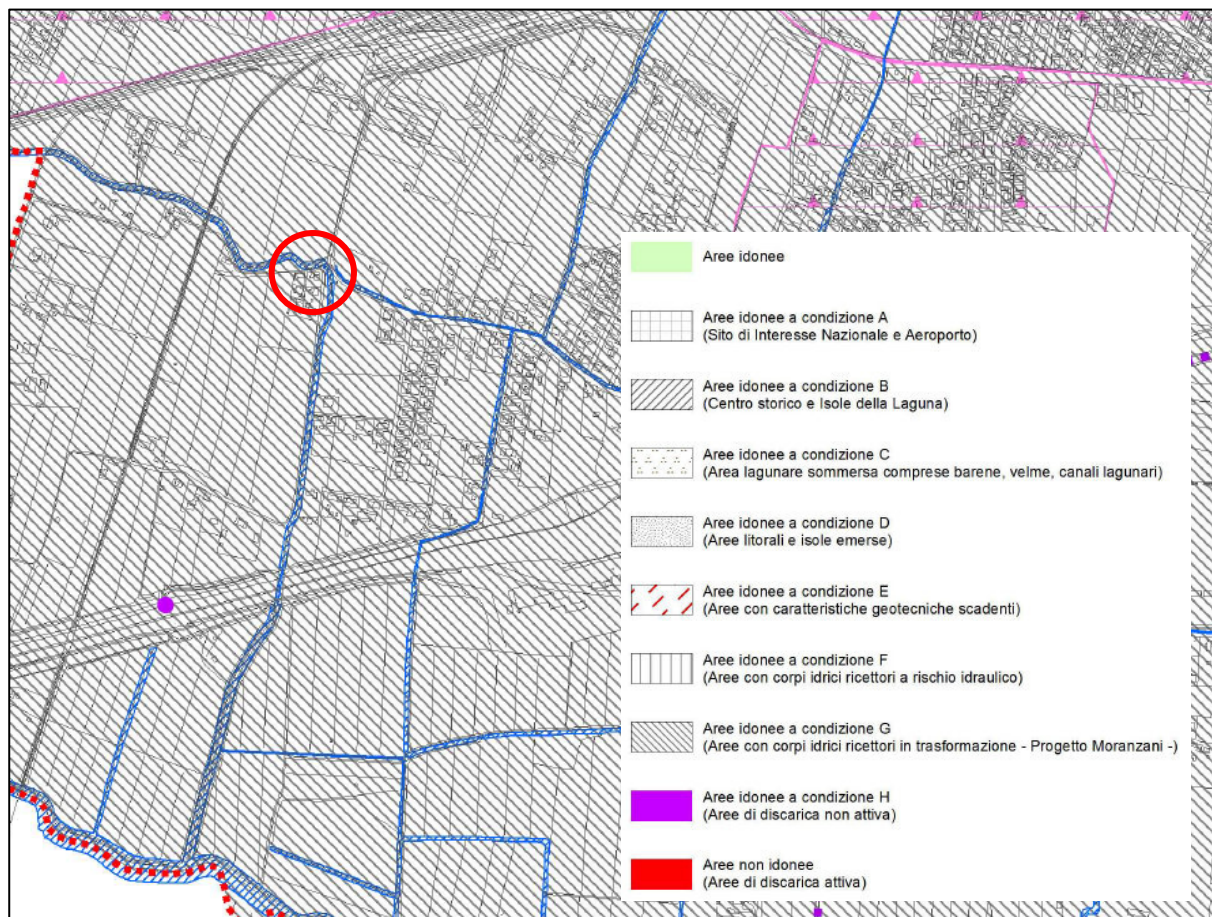


Figura 8 – Estratto della Carta delle Fragilità del PAT di Venezia.

Per tale area valgono le seguenti prescrizioni:

“Rientrano in questa condizione le zone di terraferma comprese tra località Catene e Marghera.

Tali aree sono costituite in prevalenza da depositi naturali limoso-argillosi e sabbiosi aventi medio-buone risposte geotecniche, seppur variabili nello spazio, caratterizzate da buone condizioni di drenaggio naturale e con corpi idrici recettori in trasformazione, ovvero tali zone del territorio risulteranno caratterizzate dalle trasformazioni conseguenti la realizzazione del cosiddetto "Progetto va/lane Moranzani".

Come già riportato nella Carta Litologica, sebbene rappresentativa del solo primo metro di profondità, l'area di pianura veneziana è articolata in una serie di dossi fluviali sabbiosi connessi ad aree di interdosso limoso-argillose e disposti alternativamente in successione verticale. Per tale motivo, pur essendo rappresentati alcuni corpi sabbiosi superficiali nella cartografia geologica del PAT, si hanno a profondità maggiori di 1 metro, e quindi di rilevanza fondamentale per eventuali interventi urbanistici, cospicui corpi sabbiosi spessi anche più di 10-20 metri ed ospitanti una falda freatica la cui superficie si trova a circa 1-2 metri dal piano campagna.

SPECIFICHE TECNICHE:

Per tali aree, data la loro idoneità geologica, non vengono date particolari specifiche tecniche, ma si ricorda che qualsiasi progetto, la cui realizzazione preveda una interazione con i terreni e con l'assetto idraulico presente, è sottoposto alle disposizioni presenti e nelle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 pubblicato su S.O. n. 30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29, Cap. 6 "Progettazione geotecnica" (vd. Paragrafo 8.8.1) e successive modifiche e aggiornamenti.

Queste zone, definite con corpi idrici recettori in trasformazione nella Valutazione di Compatibilità Idraulica elaborata per il PAT da Ingegneria 2P, risultano caratterizzate dalle trasformazioni in essere dovute alla realizzazione del cosiddetto "Progetto Vallone Moranzani" che prevede la riqualifica del sistema Idrografico principale (acque pubbliche e di bonifica) in modo da poter sopportare eventi con tempo di ritorno di 100 anni. Attualmente però la condizione di rischio idraulico è paragonabile a quella della zona centrale e in tale area nelle condizioni attuali non si ritiene possibile ricevere contributi idrici da trasformazioni urbane che superano il valore di 11/s/ha."

Per quanto riguarda la pericolosità idraulica si fa riferimento al Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni. In data 21 dicembre 2021 la Conferenza Istituzionale Permanente dell'Autorità di bacino distrettuale delle Alpi Orientali ha adottato il primo aggiornamento del Piano di gestione del rischio alluvioni ai sensi degli articoli 65 e 66 del D.lgs. n. 152/2006. Il Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA) è lo strumento operativo previsto dalla legge italiana, per individuare e programmare le azioni necessarie a ridurre le conseguenze negative delle alluvioni per la salute umana, il territorio, i beni, l'ambiente, il patrimonio culturale e le attività

economiche e sociali (D.lgs. n. 49 del 2010, in attuazione della Direttiva Europea 2007/60/CE, "Direttiva Alluvioni"). Il PGRA viene predisposto a livello di distretto idrografico e aggiornato ogni 6 anni. Nel P.G.R.A sono individuate le aree allagabili in diversi ambiti di rischio (fluviale, lacuale, marino, afferente la rete idraulica secondaria di pianura e la rete idraulica secondaria collinare e montana) per tre scenari di differente frequenza/gravità (alluvioni rare di estrema intensità (L), alluvioni poco frequenti (M), alluvioni frequenti (H)) e le caratteristiche dinamiche delle acque di esondazione. Per le alluvioni di origine fluviale i tempi di ritorno utilizzati nelle modellazioni per i bacini nazionali sono rispettivamente 30 anni per lo scenario di alta probabilità (HP), 100 anni per lo scenario di media probabilità (MP) e 300 anni per lo scenario di bassa probabilità (LP); pertanto, gli intervalli di riferimento per la valutazione della probabilità di accadimento dei fenomeni alluvionali sono: probabilità elevata ($Tr < 30$ anni), media ($30 < Tr < 100$ anni) e probabilità bassa ($100 < Tr < 300$ anni).

La classificazione della pericolosità idraulica nei territori di pianura viene relazionata alla probabilità di accadimento di un evento alluvionale e alla sua intensità attraverso la matrice di BUWAL (Heinimann, 1998).

Le probabilità di accadimento sono quelle menzionate in precedenza, mentre l'intensità dei fenomeni è al tirante idrico, assumendo il valore di 1 m per distinguere tra l'intensità bassa e quella media, e la velocità ($v \geq 1$ m/s) per individuare tutte quelle situazioni per le quali la velocità è sicuramente di intensità elevata, superiore o uguale a tale valore, come ad esempio nelle immediate prossimità dei rilevati arginali a seguito della formazione di brecce.

Sono pertanto individuate tre classi di intensità sulla base dei seguenti criteri idraulici:

- intensità bassa: $h < 1$ m;
- intensità media: $h \geq 1$ m;
- intensità elevata: $v \geq 1$ m/s.

Sono individuate tre classi di pericolosità, moderata (P1), media (P2) ed elevata (P3) tramite la matrice BUWAL riportata in seguito. È prevista inoltre una campitura specifica per indicare le aree con pericolosità elevata che derivano da zone originariamente classificate come P4 nei PAI e PAIR. In particolare, la classe P3 è ulteriormente suddivisa in due sottoclassi identificate come P3a e P3b che sono utilizzate per rappresentare, rispettivamente, le aree precedentemente classificate come P3 e P4.

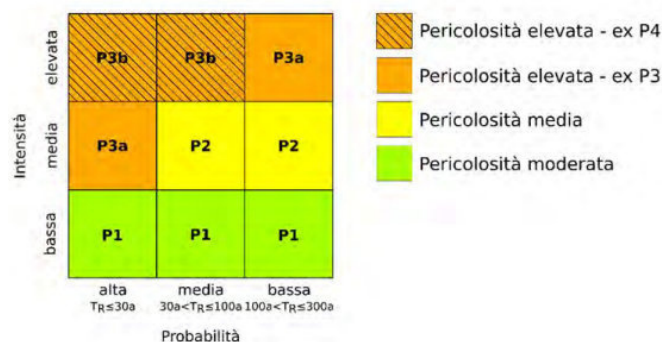


Figura 9 – Matrice di interazione.

L'area oggetto di intervento ricade all'interno del distretto delle Alpi Orientali. Nella cartografia del P.G.R.A. adottato il 12 dicembre 2021, l'area oggetto di intervento ricade all'interno delle aree cartografate come zone a pericolosità idraulica moderata P1 (Figura 10). Di seguito si riportano gli estratti della carta di pericolosità idraulica e delle carte che raffigurano i tirati idrici massimi attesi nel caso di eventi di piena con tempi di ritorno di 30 (nessun allagamento), 100 ($0.0 < h < 0.5$ m) e 300 anni ($0.0 < h < 0.5$ m).

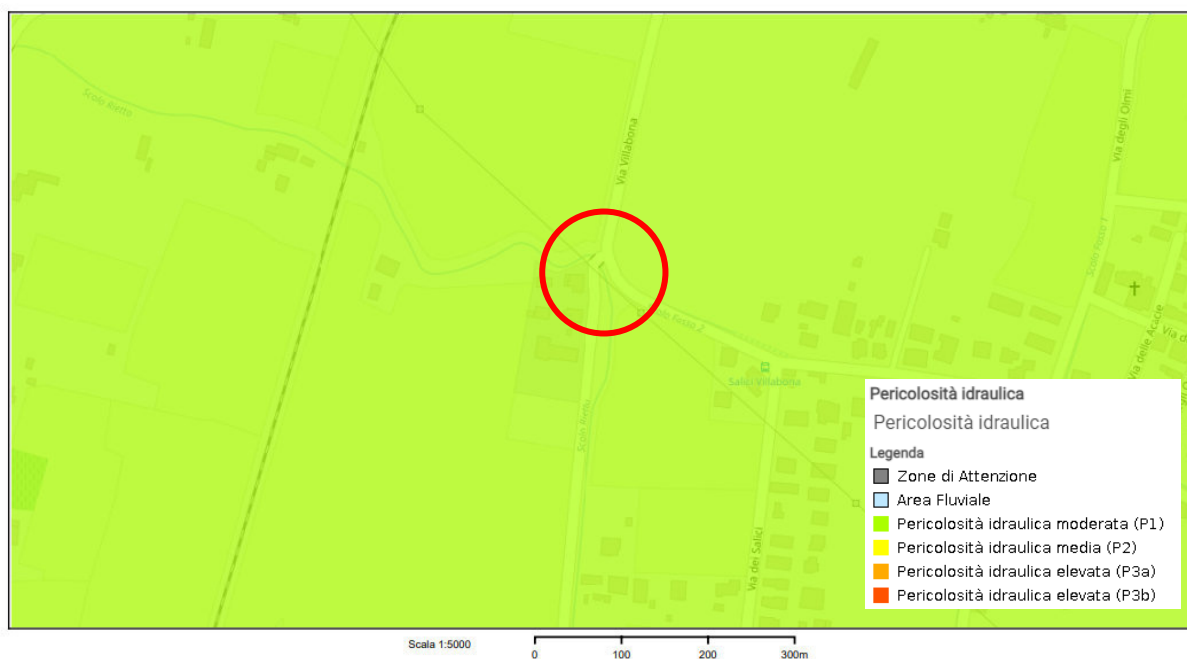


Figura 10 – Estratto della carta di pericolosità idraulica.

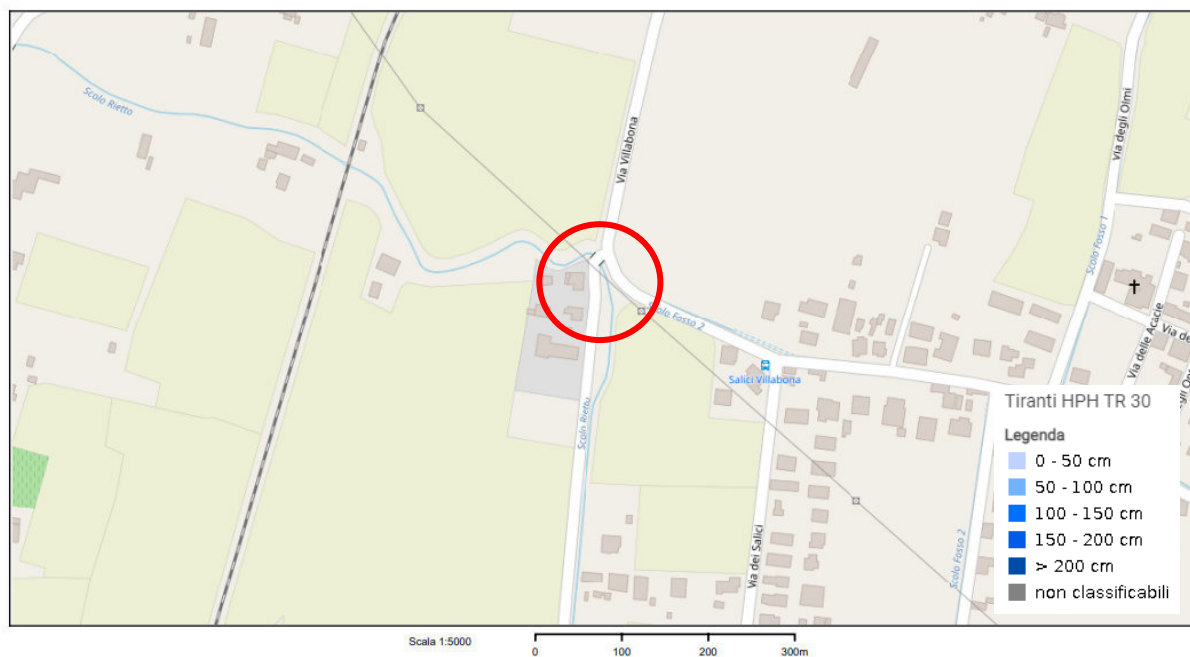


Figura 11 – Massimo tirante idrico che si realizza in seguito al verificarsi di un evento di piena con $Tr=30$ anni: nessun allagamento.

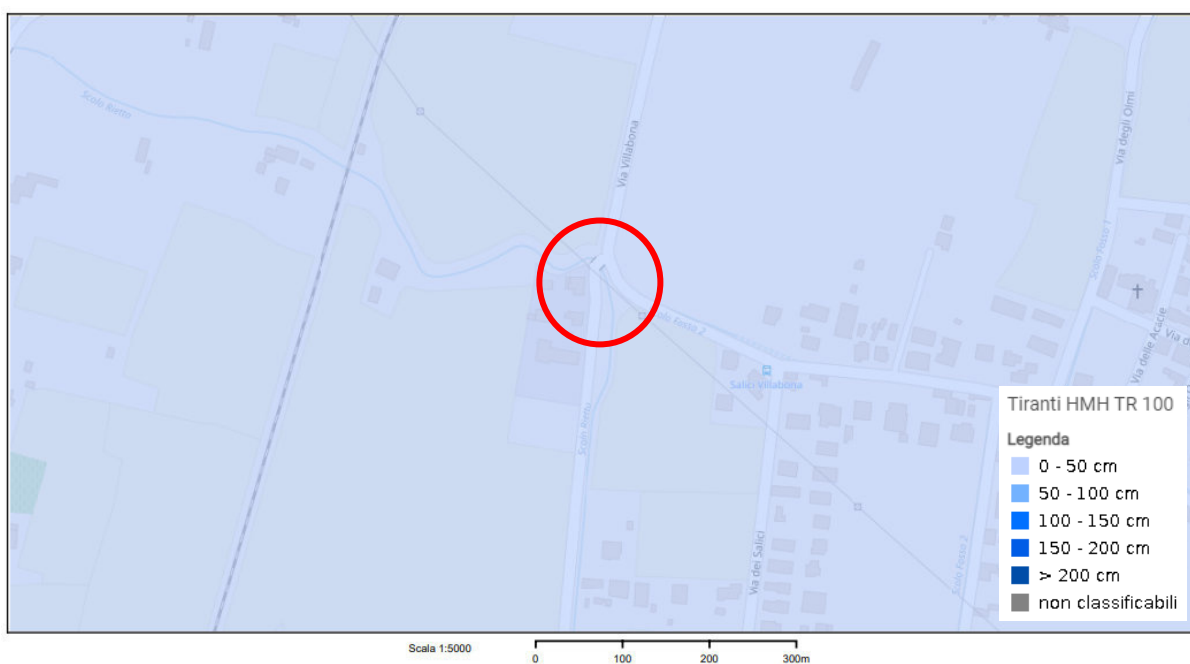


Figura 12 – Massimo tirante idrico che si realizza in seguito al verificarsi di un evento di piena con $30 < Tr < 100$ anni: $0.0 < h < 0.5$ m.

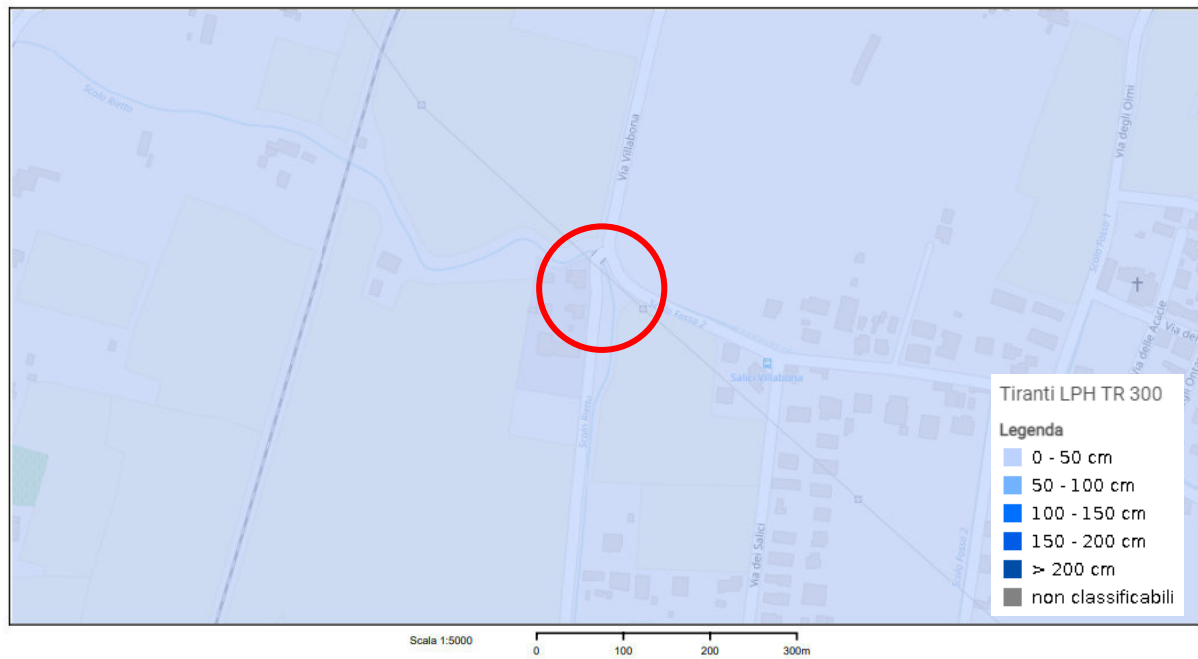


Figura 13 – Massimo tirante idrico che si realizza in seguito al verificarsi di un evento di piena con $Tr=30$ anni con $100 < Tr < 300$ anni: $0.0 < h < 0.5$ m.

Per le aree a pericolosità idraulica moderata P1, le norme tecniche di attuazione del P.G.R.A. prevedono le seguenti prescrizioni:

ARTICOLO 14 DELLE N.T.A. DEL P.G.R.A. DISTRETTO ALPI ORIENTALI – AREE CLASSIFICATE A PERICOLOSITÀ MODERATA (P1)

- 1. Nelle aree classificate a pericolosità moderata P1 possono essere consentiti tutti gli interventi di cui alle aree P3A, P3B, P2 secondo le disposizioni di cui agli articoli 12 e 13, nonché gli interventi di ristrutturazione edilizia di edifici.*
- 2. L'attuazione degli interventi e delle trasformazioni di natura urbanistica ed edilizia previsti dai piani di assetto e uso del territorio vigenti alla data di adozione del Piano e diversi da quelli di cui agli articoli 12 e 13 e dagli interventi di ristrutturazione edilizia, è subordinata alla verifica della compatibilità idraulica condotta sulla base della scheda tecnica allegata alle presenti norme (All. A punti 2.1 e 2.2) solo nel caso in cui sia accertato il superamento del rischio specifico medio R2.*
- 3. Le previsioni contenute nei piani urbanistici attuativi che risultano approvati alla data di adozione del Piano si conformano alla disciplina di cui al comma 2.*
- 4. 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.*

4. INDAGINI IN SITO

4.1 PLANIMETRIA DELL'INTERVENTO

In Figura 14 si riporta l'ubicazione delle indagini su un'immagine satellitare.

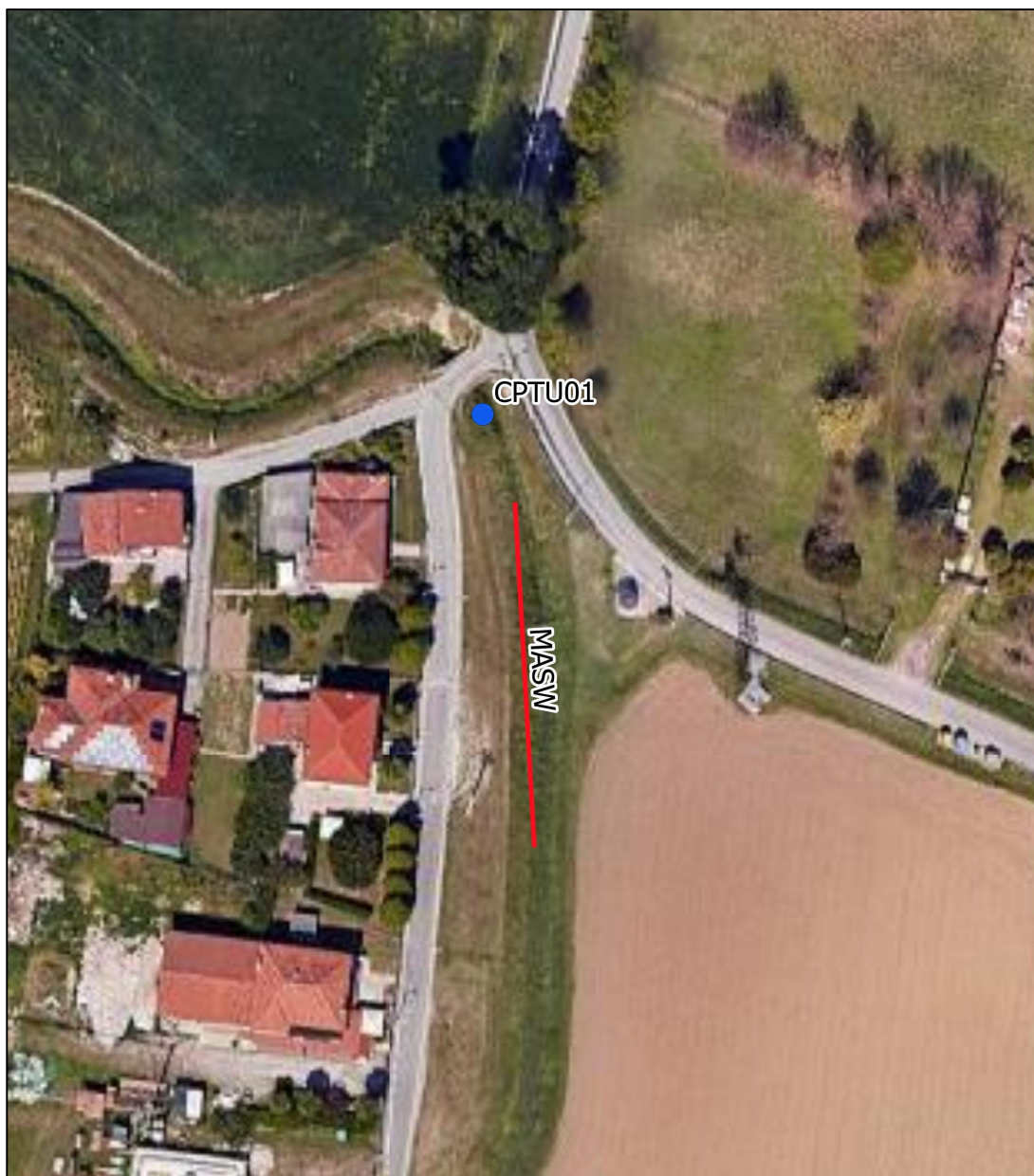


Figura 14 - Ubicazione delle indagini eseguite su un'immagine satellitare (Google Earth).

4.2 PROVE PENETROMETRICA STATICHE ELETTRICHE CON PIEZOCONO (CPTU)

La prova penetrometrica statica con punta elettrica (CPTE/U) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica standard, connessa all'estremità inferiore di una batteria di aste cave, che viene infissa a pressione e velocità costante nel terreno tramite un dispositivo di spinta idraulico che agisce alla sommità delle aste.

La punta elettrica è strumentata con sensori elettrici e un sistema di trasmissione dei dati in superficie via cavo, che permette l'acquisizione e la registrazione dei dati quasi in continuo, ogni centimetro. I dati misurati durante la prova sono la resistenza alla penetrazione della punta q_c e la resistenza laterale del manicotto F_s ; è possibile inoltre monitorare, durante l'esecuzione della prova, alcuni parametri di controllo, quali l'inclinazione rispetto alla verticalità e la velocità di penetrazione del cono.

La punta detta "piezocono", è dotata anche di un dispositivo di misura della pressione, attraverso il quale viene misurata la pressione dell'acqua nei pori del terreno u (CPTU).



La pressione che viene misurata è la pressione $u = u_0 + \Delta u$, dove u_0 è la pressione dovuta al livello idrostatico e Δu quella generata dallo sforzo alla penetrazione nel terreno. Inoltre con il piezocono si possono ottenere informazioni circa il livello idrostatico della falda nel terreno a varie quote e valutazioni sulle caratteristiche di consolidazione dei materiali coesivi teneri. A causa della geometria del cono, l'acqua esercita una pressione sul bordo dietro il cono e agli estremi del manicotto. Questo effetto viene generalmente correlato alla presenza di differenze in termini di superfici (u_1 e u_2).

Quando sono presenti argille poco consistenti e limi sopra falda, è necessario eseguire una correzione sul parametro q_c per la pressione dei pori agente sulla superficie del cono, in modo da ottenere la resistenza corretta del cono q_t ,

$$q_t = q_c + u_2(1 - a)$$

Dove "a" è il rapporto della superficie netta, determinata dalla calibrazione in laboratorio con un valore compreso tra 0,70 e 0,85. In suoli sabbiosi $q_c = q_t$.

Una correzione simile va applicata all'attrito del manicotto

$$f_t = f_s - (u_2 A_{sb} - u_3 A_{st}) / A_s$$

Dove

f_s = attrito del manicotto misurato

u_2 = pressione dell'acqua alla base del manicotto

u_3 = pressione dell'acqua all'apice del manicotto

A_s = area laterale del manicotto

A_{sb} = sezione della base del manicotto

A_{st} = sezione dell'apice del manicotto

4.2.1 Interpretazione dei dati

I dati acquisiti sono stati elaborati con il software *CPeT – IT v.2.0.1.74* prodotto da *GeoLogisMiki – Geotechnical Software* e con il software *Static Probing 2020* di *Geostru*.

Il report, in cui sono plottati in grafico i valori di resistenza e pressione interstiziale misurati e l'interpretazione litostratigrafica e geotecnica delle prove, sono riportati in allegato.

L'identificazione dei tipi di suoli è stata effettuata in funzione delle carte proposte da Robertson (**Figura 15**), in cui il tipo di comportamento del terreno (Soil Behavior Type) è definito da tre parametri: q_t , resistenza alla punta corretta, R_f , B_q , nella prima carta (1986), e con i parametri normalizzati nella seconda (1990).

Le carte proposte da Robertson si basano sul fatto che la resistenza offerta dal terreno alla penetrazione della punta conica dipende dalle proprietà meccaniche del materiale, quindi tali diagrammi permettono una caratterizzazione dei terreni sulla base del loro comportamento meccanico (SBT), la quale non coincide necessariamente con una classificazione basata sulla distribuzione granulometrica o sulla plasticità. Tuttavia, spesso il comportamento meccanico dipende dalla distribuzione granulometrica del materiale, quindi la classificazione sviluppata secondo il SBT è approssimabile ad una caratterizzazione del terreno effettuata su base granulometrica.

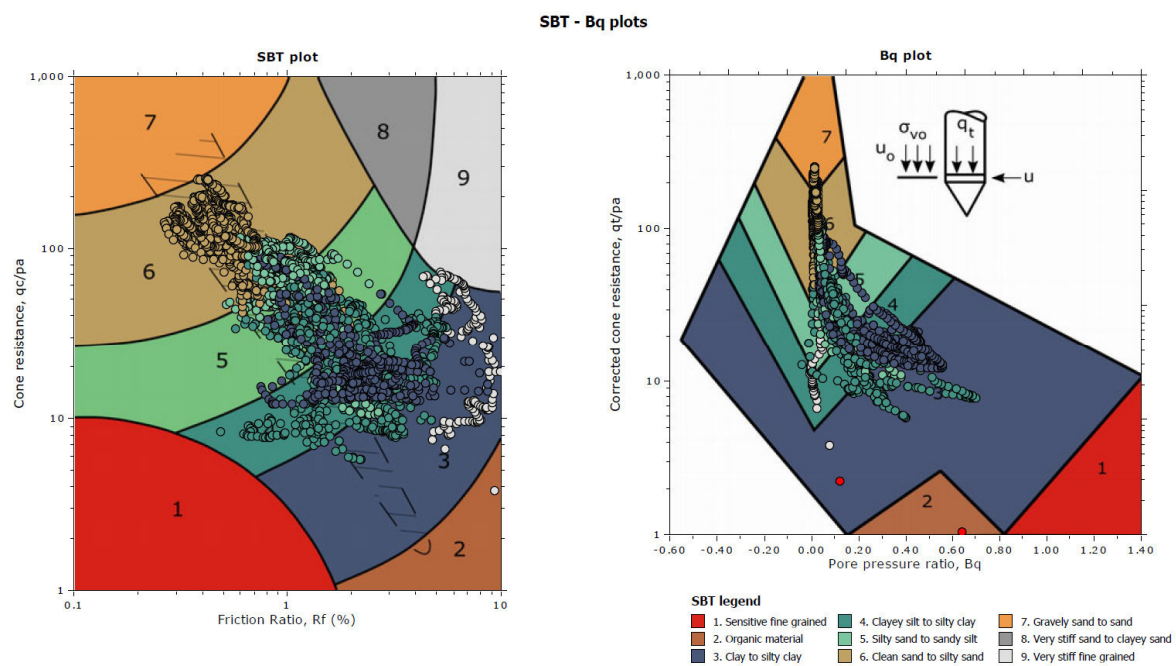


Figura 15 – Diagrammi per la determinazione del SBT.

La ricerca e la disponibilità di numerosi dati ottenuti in camera di calibrazione e in campagna hanno prodotto numerose correlazioni tra i dati misurati in sito ed il valore dei parametri geotecnici caratteristici dei terreni. Il software *CPeT – IT* utilizza le correlazioni riportate nello schema di **Figura 16**.

:: Unit Weight, g (kN/m³) ::

$$g = g_w \cdot \left(0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1.236 \right)$$

where g_w = water unit weight

:: Permeability, k (m/s) ::

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952 - 3.04 \cdot I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52 - 1.37 \cdot I_c}$$

:: N_{SPT} (blows per 30 cm) ::

$$N_{60} = \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

:: Young's Modulus, E_s (MPa) ::

$$(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

(applicable only to $I_c < I_{c_cutoff}$)

:: Relative Density, Dr (%) ::

$$100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 5, 6, 7 and 8 or } I_c < I_{c_cutoff}\text{)}$$

:: State Parameter, ψ ::

$$\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn,CS})$$

:: Peak drained friction angle, ϕ (°) ::

$$\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{tn})$$

(applicable only to SBT_n: 5, 6, 7 and 8)

:: 1-D constrained modulus, M (MPa) ::

If $I_c > 2.20$

$\alpha = 14$ for $Q_{tn} > 14$

$\alpha = Q_{tn}$ for $Q_{tn} \leq 14$

$$M_{CPT} = \alpha \cdot (q_t - \sigma_v)$$

If $I_c \leq 2.20$

$$M_{CPT} = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

:: Small strain shear Modulus, G_0 (MPa) ::

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

:: Shear Wave Velocity, V_s (m/s) ::

$$V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$$

:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) ::

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Remolded undrained shear strength, $S_u(rem)$ (kPa) ::

$$S_{u(rem)} = f_s \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 1, 2, 3, 4 and 9 or } I_c > I_{c_cutoff}\text{)}$$

:: Overconsolidation Ratio, OCR ::

$$k_{OCR} = \left[\frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \text{ or user defined}$$

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: In situ Stress Ratio, K_0 ::

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Soil Sensitivity, S_t ::

$$S_t = \frac{N_s}{F_r}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Effective Stress Friction Angle, $\phi' < \phi_{un}$::

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

(applicable for $0.10 < B_q < 1.00$)

Figura 16 – Correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici.

4.3 INDAGINE SISMICA ATTIVA CON TECNICA MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica geofisica di indagine non invasiva del sottosuolo basata sulla dispersione geometrica delle onde superficiali, in particolare delle onde Rayleigh. La dispersione delle onde di Rayleigh è un fenomeno nel quale differenti lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase, campionando diversi strati di profondità. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza e piccola lunghezza d'onda 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. Questo permette di acquisire informazioni relative alle proprietà meccaniche delle zone di interesse.

Il metodo di indagine MASW è di tipo attivo e, dal punto di vista sperimentale, l'acquisizione Masw viene eseguita con una metodologia simile alla tecnica sismica a rifrazione. La differenza sostanziale viene dalla configurazione geometrica dei ricevitori, in genere i geofoni (dai 12 ai 24) vengono spaziatissimi di 1, 2 o 3 metri, con una frequenza di campionamento pari a 4.5 Hz. Essendo una tecnica attiva, l'acquisizione Masw risulta comunque possibile in presenza di una sorgente polarizzata, essendo un metodo che utilizza una generazione energetica attiva per creare le onde sismiche, applicando le migliori metodologie di acquisizione sismica (filtri ecc.) che i moderni sismografi consentono (Figura 17).

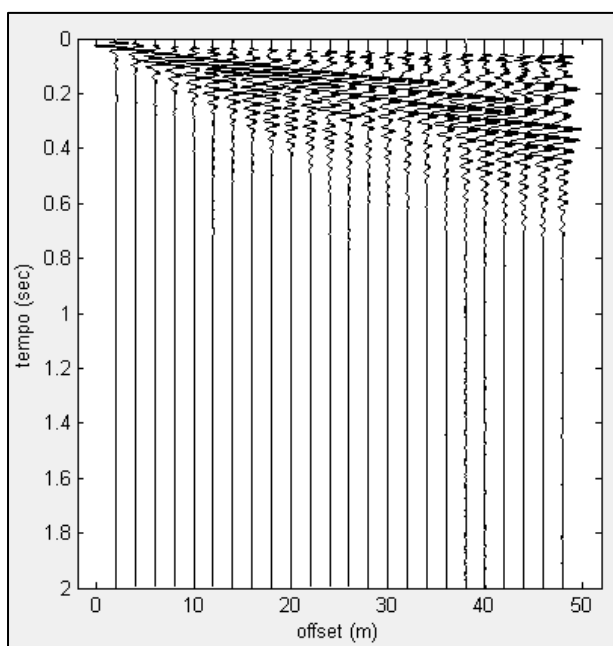


Figura 17 – Esempio di acquisizione MASW.

4.3.1 INTERPRETAZIONE MASW

Per il processing delle indagini MASW è stato utilizzato il software “winMASW” della ELIOSOFT. Il primo passo dell’elaborazione prevede la definizione della curva di dispersione, la quale gode di una certa “variabilità” giustificata dall’influenza sulle misure della distanza dei ricevitori, posizione della sorgente e il volume di terreno campionato. Il secondo passo consiste nell’inversione della curva di dispersione al fine di individuare quale sia il profilo di rigidezza che riproduce al meglio la curva sperimentale. Questo software utilizza il metodo del Neighbourhood Algorithm, che minimizza la funzione di errore tra la curva calcolata e quella misurata, attraverso una ricerca diretta nello spazio dei modelli. L’individuazione del modello sismostratigrafico migliore avviene modificando opportunamente lo spessore h , la velocità delle onde V_s e V_p , e la densità degli strati che costituiscono il modello di suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale (fitting) tra la curva di dispersione sperimentale e la curva di dispersione numerica corrispondente al modello di sottosuolo assegnato.

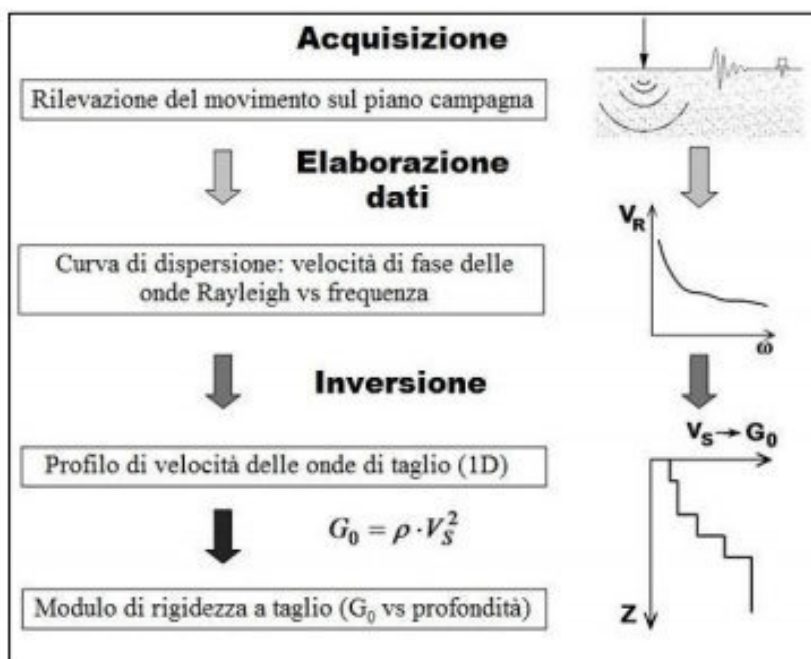


Figura 18 – Schema riassuntivo delle diverse fasi di un’indagine MASW.

4.3.2 OPERAZIONI DI ACQUISIZIONE DATI

I profili sismici vengono eseguiti disponendo sul terreno una serie di sensori (*geofoni*), posti ad intervallo costante, collegati ad un sismografo mediante un cavo multipolare.

Dopo l'allestimento del dispositivo di ricezione, si provvede a generare artificialmente (sismica attiva) vibrazioni impulsive in corrispondenza di punti prestabiliti lungo i profili: nello stesso istante di partenza della vibrazione viene trasmesso al sismografo il comando di avvio della registrazione (*trigger*). Da questo istante inizia l'acquisizione digitale, con campionamento ad intervallo costante e predeterminato, dei segnali ricevuti dai sensori.

5. RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA

5.1 MODELLO GEOTECNICO DA PROVA PENETROMETRICA

Dai dati della prova penetrometrica è stato ricostruito il modello geologico e geotecnico (Tabella 1). I parametri geotecnici rappresentano valori medi, ricavati da una stima ragionata e cautelativa all'interno di ciascuno strato considerato.

Va sottolineato che, come richiesto dalle NTC 2018, i parametri geotecnici riportati nella presente relazione ed in allegato ad essa non sono parametri caratteristici. In fase progettuale, dovranno essere scelti in ragione delle specifiche verifiche e degli approcci metodologici adottati i corrispondenti parametri geotecnici caratteristici e di progetto.

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ') [°]	Coesione non drenata (C_u) [kPa]	Modulo di Young (E) [kPa]	Modulo edometrico (M) [kPa]
0,0 – 0,8	Argilla e argilla limosa	-	31	-	3100
0,8 – 3,0	Argilla e argilla limosa	-	57	-	4500
3,0 – 4,0	Limo argilloso e limo sabbioso	-	119	-	4700
4,0 – 10,5	Argilla e argilla limosa	-	39	-	4000
10,5 – 12,8	Limo argilloso e argilla limosa	-	95	-	4100
12,8 – 14,4	Sabbia e sabbia limosa	36	-	17200	-
14,4 – 15,0	Limo argilloso e argilla limosa	-	100	-	4300
15,0 – 16,3	Sabbia e sabbia limosa	36	-	19900	-
16,3 – 20,6	Argilla limosa e limo argilloso	-	71	-	4600
20,6 – 21,2	Sabbia e sabbia limosa	33	-	15400	-
21,2 – 25,0	Argilla limosa e limo argilloso	-	87	-	4200

Tabella 1 – Parametri geotecnici medi.

Al termine dell'esecuzione delle prove penetrometriche si è misurato, per mezzo di una sonda freaticometrica, il livello dell'acqua nel foro di indagine, indicato nella Tabella 2.

Prova penetrometrica	Profondità acqua in foro [m dal p.c.]
CPTU01	-2,60

Tabella 2 - Rilievo del livello di acqua in foro.

6. ANALISI SISMICA

6.1 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Sulla base dell'O.P.C.M. del 28 aprile 2006 n. 3519 (*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*) e del DGR n. 244 del 09/03/2021, il comune di Venezia ricade in zona sismica 3 (a_g compresa tra 0,050 e 0,150) (Figura 19).

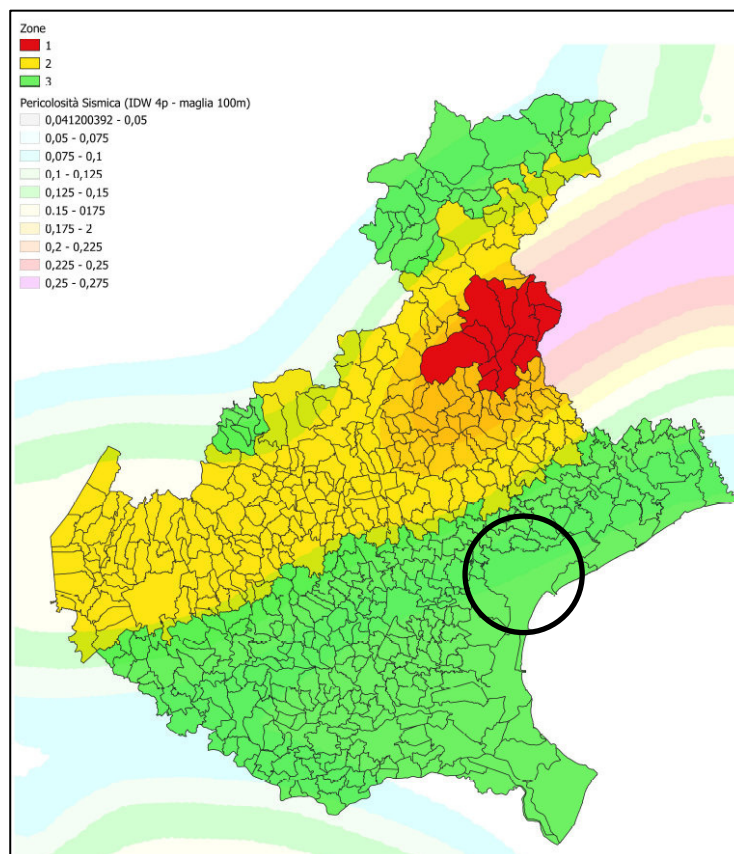


Figura 19 – Estratto della Classificazione sismica del territorio del Veneto (D.G.R. n. 244 del 09/03/2021).

L'azione sismica viene valutata a partire dalla cosiddetta "pericolosità sismica di base" riferita a un sito con suolo rigido (categoria A) e superficie topografica orizzontale. Allo stato attuale la pericolosità sismica di base sul territorio italiano è fornita dai dati pubblicati sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica; in particolare, per il sito in oggetto, la mappa Interattiva di Pericolosità Sismica dell'INGV indica un'accelerazione di picco al suolo di tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni pari a $PGA=0.075-0.100$ g (Figura 20). Il grafico di disaggregazione mostra come la pericolosità di base sia imputabile soprattutto a terremoti con magnitudo comprese tra 4,5 e 6,0 con distanze epicentrali tra 30 e 40 km (Figura 21): il contributo percentuale maggiore è dato dalla coppia M-D 5,0-5,5/30-40 km.

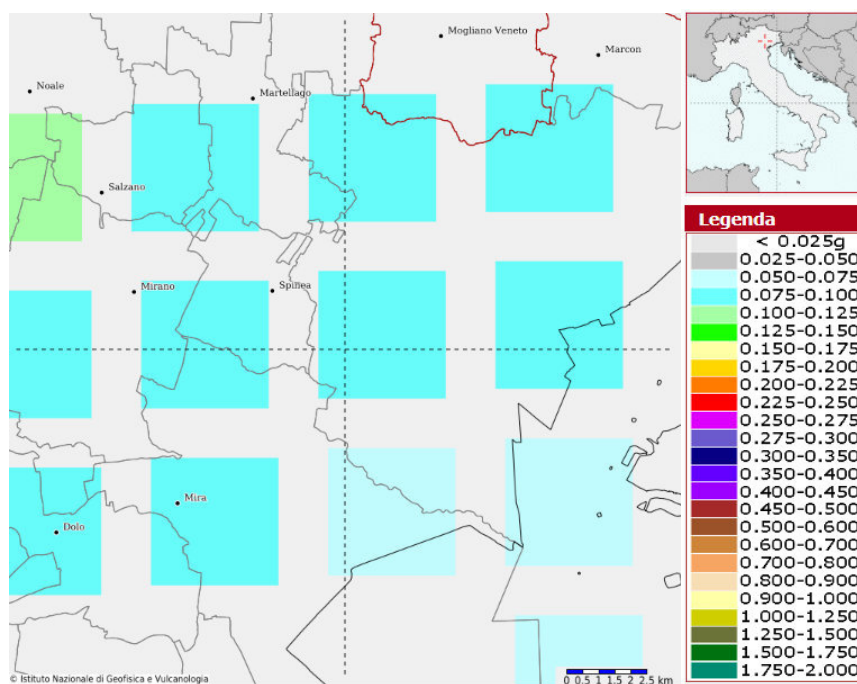


Figura 20 – Mappa di pericolosità sismica per l'area in esame (da mappe interattive di pericolosità sismica:

<http://esse1-gis.mi.ingv.it>).

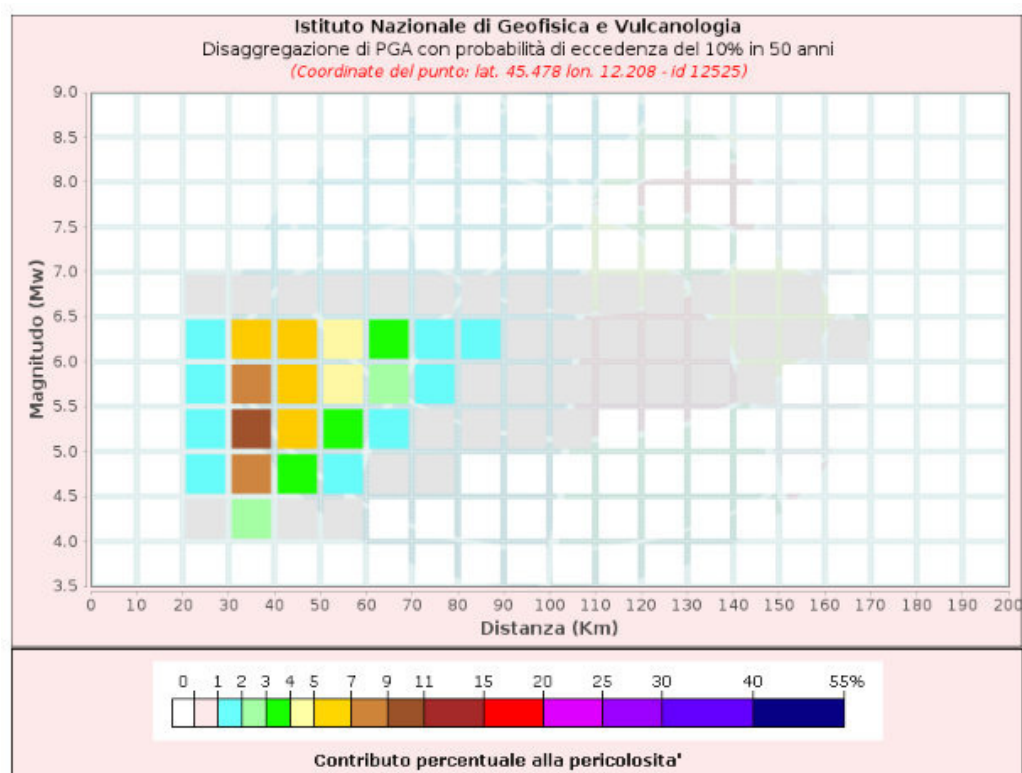


Figura 21 – Grafico di disaggregazione.

Come riportato nelle NTC2018, la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta

elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R ; si ritiene pertanto necessario determinare il periodo di riferimento della struttura così come segue:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Con V_N , vita nominale di un'opera, intesa come numero di anni nel quale deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata, definita secondo la seguente tabella:

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

E C_U , coefficiente d'uso, che dipende dalla classe d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

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

Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione,

particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

A seconda della classe d'uso vengono definiti i seguenti valori di coefficiente d'uso:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per l'intervento in oggetto è stato assunto $V_N=50$ anni e **classe d'uso II**, da cui deriva una vita di riferimento pari a 50 anni:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni} \cdot 1,0 = 50 \text{ anni}$$

L'azione sismica va valutata con riferimento alle seguenti probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R :

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%

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = -C_U V_N / \ln(1 - P_{VR})$$

In seguito, si riportano i valori di a_g (accelerazione massima al sito), F_o (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale), per i periodi di ritorno T_R di riferimento sul sito in oggetto in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A:

STATO LIMITE	T_r (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLO	30	0,029	2,509	0,207
SLD	50	0,035	2,540	0,241
SLV	475	0,080	2,643	0,351
SLC	975	0,103	2,640	0,373

Tabella 3 – Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_r associati a ciascuno stato limite.

L'accelerazione orizzontale massima a_g attesa su sito di riferimento rigido risulta, con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) è pari a $a_g = 0,080$ g.

6.2 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Per la definizione dell'azione sismica di progetto è necessario valutare l'amplificazione dell'azione sismica indotta dalle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito. Entrambi questi fattori, infatti, concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su suolo rigido con superficie orizzontale, sia dal punto di vista dell'ampiezza del segnale, sia nel contenuto in frequenza.

6.2.1 Effetti stratigrafici

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel par. 7.11.3 delle NTC18. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. Secondo il punto 3.2.2 delle NTC 2018, l'identificazione della categoria di sottosuolo si effettua calcolando il valore della velocità equivalente $V_{s,eq}$ di propagazione delle onde di taglio a partire dal piano di imposta delle fondazioni superficiali o della testa dei pali nel caso di fondazioni profonde fino alla profondità del substrato sismico (H = substrato caratterizzato da velocità V_s maggiori di 800 m/s); per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$ ottenuto ponendo $H=30$.

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

con:

$h_i \rightarrow$ spessore dell' i -esimo strato;

$V_{s,i} \rightarrow$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

$N \rightarrow$ numero di strati;

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

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite dalla seguente tabella:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Anmassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tabella 4 – Categorie di sottosuolo Categorie di sottosuolo. Tratta da Tab 3.2.II delle NTC 2018.

Il modello sismo-stratigrafico del sito è stato ricostruito tramite l'elaborazione dell'indagine MASW. La **Figura 22** riassume graficamente il risultato della ricostruzione dei sismostrati elaborati dall'indagine, che evidenzia l'andamento delle velocità delle onde di taglio in profondità.

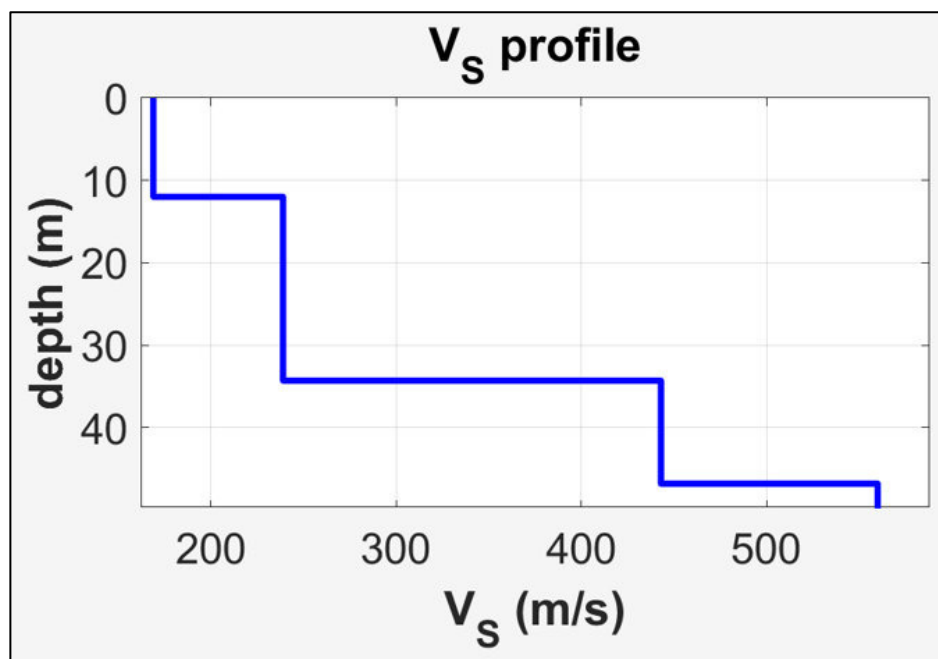


Figura 22 – Profilo di velocità delle onde S per il sito in oggetto.

Dall'elaborazione dell'indagine MASW risulta che il valore di $V_{seq}=205$ m/s; si assume perciò la **CATEGORIA C** secondo la Tabella 4, che comprende “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*”.

6.2.2 EFFETTI TOPOGRAFICI

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Per il sito in esame è possibile assumere una categoria topografica T1: “*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$.*”.

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

Tabella 5 – Tabella 3.2.III delle NTC 2018 – Categorie topografiche.

6.2.3 COEFFICIENTE SISMICI DI PROGETTO

In seguito, si riportano i coefficienti sismici di progetto ottenuti attribuendo i seguenti parametri:

Vita nominale	$V_N = 50$
Coefficiente d'uso	$C_U = 1$
Categoria topografica	T1
Categoria stratigrafica	C

STATO LIMITE	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1,500	1,500	1,500	1,500
Cc	1,770	1,680	1,480	1,450
St	1,000	1,000	1,000	1,000
Kh	0,009	0,011	0,024	0,037
Kv	0,004	0,005	0,012	0,019
A max [m/s ²]	0,429	0,521	1,175	1,515
β	0,200	0,200	0,200	0,240

Tabella 6 – Valori $S_s, C_c, S_t, K_h, K_v, A_{max}, \beta$, per i diversi stati limite.

6.3 VERIFICA DELLA SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

L'analisi della suscettibilità a liquefazione dei sedimenti, se sottoposti a sollecitazioni cicliche indotte da terremoti, è di fondamentale importanza per gli aspetti di progettazione geotecnica antisismica. In particolare occorre valutare, nel modo più adeguato possibile, le effettive condizioni di suscettibilità, le condizioni di innesco e il rischio sito specifico di tale fenomeno. Con il termine “liquefazione” si indicano vari fenomeni fisici (mobilità ciclica, liquefazione ciclica, fluidificazione) osservati durante terremoti significativi (generalmente, $M > 5,5$) nei depositi e nei pendii sabbiosi saturi; in questi sedimenti, le condizioni “non drenate” durante il sisma possono indurre un incremento e un accumulo delle pressioni interstiziali, che a loro volta possono provocare una drastica caduta della resistenza al taglio e quindi una perdita di capacità portante del terreno. Il meccanismo di liquefazione dei sedimenti è governato da molti fattori che si possono ricondurre principalmente:

- alle caratteristiche dell'impulso sismico (forma; durata dello scuotimento; ecc.) e la sua energia (magnitudo; accelerazioni; ecc.);
- alle caratteristiche tessiturali e meccaniche dei sedimenti (fuso granulometrico; densità relativa; coesione; limiti di Atterberg; ecc.);
- alla presenza di falda superficiale e alle condizioni di confinamento dello strato liquefacibile (non sono riportati casi in letteratura di liquefazione in strati granulari profondi oltre 15-20 metri).

La differenza fra i diversi fenomeni dipende dalle tensioni di taglio mobilitate per l'equilibrio in condizioni statiche e dalla resistenza al taglio residua dopo il terremoto. In condizioni di sisma, vi possono anche essere effetti di "riordino" dei sedimenti, con possibilità di cedimenti significativi che possono coinvolgere sia i depositi granulari, sia i sedimenti fini poco coesivi. Nell'ultimo decennio, sono state elaborate procedure di stima delle potenziali deformazioni post-sisma, provocate da perdite di resistenza, anche nei sedimenti fini di bassa coesione (limi e argille a comportamento "non drenato"). Quest'ultimo fenomeno è noto con il termine "cyclic softening" (Idriss & Boulanger, 2004 e 2008).

Al paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC18 sono riportate le situazioni nelle quali può essere omessa la verifica a liquefazione dei terreni, ovvero:

1. *accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;*
2. *profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;*
3. *depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;*
4. *distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 14 (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Figura 14 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.*

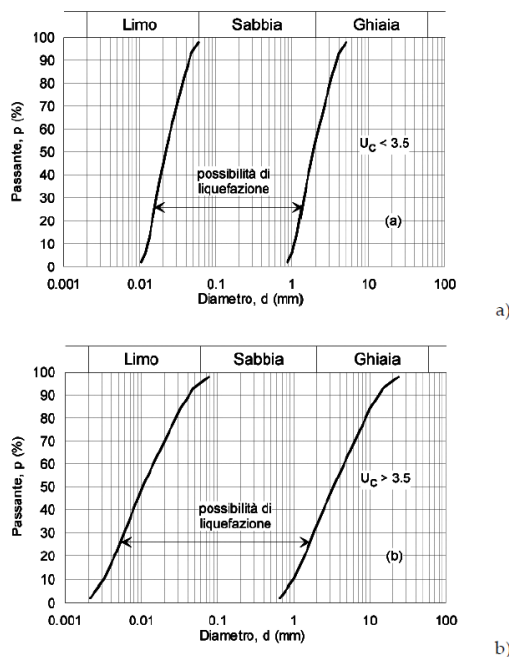


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Di seguito si riporta un estratto del paragrafo **7.11.3.4.3 Metodi di analisi** delle NTC18:

“ Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sottofalda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili. Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.”

Nel caso del sito in esame le azioni sismiche sono superiori a 0,1 g e la falda è poco profonda; pertanto, si è reso necessario verificare la suscettibilità a liquefazione mediante software specifici di modellizzazione e calcolo. Il valore di valore di a_{max} inserito nelle verifiche a liquefazione è quello ottenuto dalla procedura semplificata e riportata al paragrafo 6.1.

Per l'elaborazione dei dati derivanti da prove penetrometriche statiche CPTU è stato usato il programma CLiq fornito dalla ditta Geologismiki Geotechnical Engineers impiegando come metodo di calcolo la procedura NCEER (1998).

La stima del Fattore di Sicurezza nei confronti della liquefazione è definita dalla relazione:

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} * MSF * K_{\sigma} * K_{\alpha}$$

Con:

- CRR7.5 = resistenza alla liquefazione ciclica (Cyclic Resistance Ratio) dei sedimenti attraversati, ricavata dagli esiti CPT (a punta elettrica), per terremoti di M = 7,5. La procedura si fonda su equazioni che determinano i valori di CRR dei sedimenti attraversati utilizzando i valori di resistenza alla punta qt, corretti per tenere conto delle tensioni litostatiche di confinamento, della differente classificazione dei sedimenti attraversati (contenuto di fine; plasticità);
- CSR = rapporto di sollecitazione ciclica (Cyclic Stress Ratio) prodotta da un sisma e stimata sulla base di correlazioni empiriche dalle caratteristiche del terremoto, magnitudo e accelerazione tangenziale del suolo (amax). Il CSR viene calcolato dalla nota equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971) per terremoti di M = 7,5:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max,s}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

- K_{σ} = Fattore di correzione per la pressione di confinamento (Overburden Correction Factor);
- K_{α} = Fattore di correzione per la tensione tangenziale mobilitata; $K_{\alpha}=1$ per superfici orizzontali;
- MSF = Fattore di Scala della Magnitudo (Magnitude Scale Factor) da applicare per sismi con magnitudo diverse da 7,5.

Per quanto riguarda la valutazione del rischio a liquefazione si fa riferimento al potenziale di liquefazione (PL) che esprime con un numero compreso tra 0 e 1, la pericolosità di liquefazione di uno strato nei confronti dell'evento sismico atteso ed è funzione del fattore di sicurezza e

della profondità dello strato (maggiore è la profondità e minori sono gli effetti della liquefazione in superficie)

$$PL = F(z) W(z)$$

In cui:

z è la profondità dal p.c.

$$W(z) = 10 - 0,5z$$

$F(z) = 1 - F_s$ se $F_s < 1$; $F(z) = 0$ se $F_s \geq 1$ (con F_s = fattore di sicurezza a liquefazione).

Per tenere conto del fatto che in superficie si risente dell'effetto cumulativo della liquefacibilità degli strati sottostanti, viene introdotto l'indice del potenziale di liquefazione IL o LPI (Iwasaki, 1978)

$$IL(x, y) = \int_0^{20} F(x, y, z) W(x, y, z) dz$$

Dai valori risultanti di IL si può stimare il rischio a liquefazione così come segue (paragrafo 3.2.5 Allegato A DGRV 1572/2013):

$0 < IL < 2$ Rischio di liquefazione basso

$2 < IL < 5$ Rischio di liquefazione moderato

$5 < IL < 15$ Rischio di liquefazione alto

$IL > 15$ Rischio di liquefazione molto alto

Di seguito si riportano i risultati delle elaborazioni:

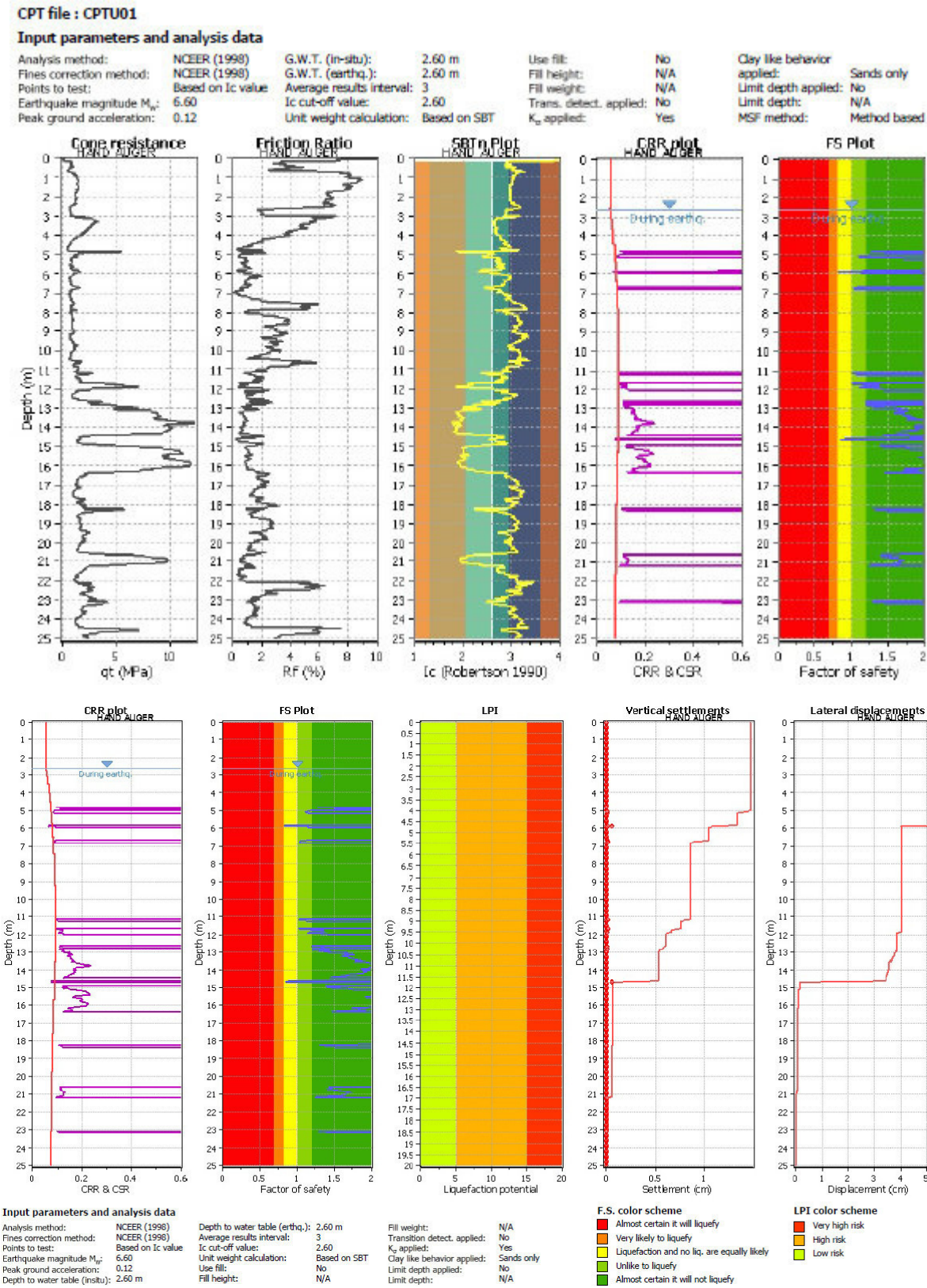


Figura 23 – Report della verifica a liquefazione CPTU01.

Prova penetrometrica	Indice del potenziale di liquefazione I_L
CPTU01	0,06

Tabella 7 – Indice del potenziale di liquefazione in corrispondenza dell' indagine CPTU.

Come si evince dalla tabella soprastante, il rischio di liquefazione risulta essere basso.

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dalle indagini eseguite risulta che:

- I terreni in sito sono costituiti prevalentemente da terreni coesivi come argilla, argilla limosa e limo argilloso, sono presenti tre strati incoerenti composti da sabbie e sabbia limosa tra 12,8 m e 14,4 m, 15,0 m e 16,3 m e tra 20,6 m e 21,2 m dal locale p.c.
- La categoria di sottosuolo, secondo la normativa vigente, risulta essere C ovvero *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”*.
- Il livello dell'acqua nel terreno misurato nel foro di indagine è stato riscontrato a una profondità di circa 2,6 metri dal locale piano campagna. Nel caso di scavi spinti oltre questa profondità potrebbe rendersi necessario adottare dei sistemi per abbassare localmente il livello dell'acqua nel terreno.

Si ritiene che gli interventi previsti siano compatibili dal punto di vista geologico, geomorfologico e idrogeologico, considerando gli aspetti precedentemente esposti.