



qualità

sistemi di gestione qualità – audit di prima e seconda parte – formazione – implementazione ISO 9001:2015



ambiente e geologia

sistemi di gestione ambientale – implementazione ISO 14001:2015 – rifiuti – VIA, AUA, AIA, emissioni in atmosfera – caratterizzazioni ambientali – analisi di rischio – due diligence – indagini geotecniche – geologia applicata – CPT, CPTU, permeabilità terreni BAT, georadar, MASW, tomografia elettrica 2D, 3D – monitoraggi ambientali



energia ed impianti

progettazione impianti elettrici – termici civili, industriali, pubblica illuminazione – verifiche – impianti ad energie alternative: fotovoltaico, geotermico, solare termico



costruzioni e strutture

progettazione civile e industriale in c.a., acciaio, legno – collaudi – direzione lavori – assunzione incarico Responsabile Lavori – verifiche strutturali



sicurezza sul lavoro e cantieri

sistemi di gestione salute e sicurezza UNI-EN ISO 45001:2018 – RSPP – due diligence – audit di prima e seconda parte – documenti di valutazione dei rischi – valutazioni rischi specifici – sicurezza in cantiere: incarichi di CSP, CSE, RL, documenti: PSC, PSS, POS, PIMUS, progettazione ponteggi – sicurezza degli alimenti – prevenzione incendi, CPI – formazione e addestramento – formazione e-Learning



marcatura CE

marcatura CE macchine, attrezzature, impianti, accessori di sollevamento e materiali – fascicoli tecnici, libretti di uso e manutenzione, valutazione dei rischi – assistenza macchine extra UE



acustica

valutazione impatto acustico – requisiti acustici passivi – clima acustico



miglioramento energetico

diagnosi, interventi migliorativi, progettazione involucro e impianti, APE, detrazioni fiscali – verifiche termografiche – termografia

Tecnologica Group srl

Via Combattenti Alleati d'Europa, 9/S
45100 ROVIGO
t./f. 0425.475453
www.tecnologicagroup.com
info@tecnologicagroup.com

RIFERIMENTO: IMPIANTO FOTOVOLTAICO CONNESSO ALLA RETE ELETTRICA PER VENDITA DI ENERGIA.

OGGETTO: caratterizzazione stratigrafica, geotecnica e sismica dei terreni di fondazione

RELAZIONE GEOLOGICO E GEOTECNICA

L.R. 09/05/1988 n. 27

D.P.R. 380/01

O.C.M n. 3274 del 20/03/2003

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche sulle Costruzioni

D.M. 17/01/2018 Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni

Comune di Terre del Reno

Provincia di Ferrara

Località

Via Quattro Torri, S.P. 34

C.C. Terre del Reno Foglio n. 39 mappali 176, 1, 33, 404, 65, 203, 125, 67, 158, 406, 407, 409, 201, 93, 134, 135, 200, 194, 218, 41

Data: 27/11/2024

Rif. Ns.: rel. geo. 2373B/23 rev01

PROGETTAZIONE:

AIEM GREEN srl

Viale Combattenti Alleati d'Europa, 9/G
45100 ROVIGO

TECNICO:

dott. PAOLO CHIARION

geologo e tecnico ambientale

Viale Combattenti Alleati d'Europa, 9/S
45100 ROVIGO



INDICE

1. PREMESSE

- 1.1. Generalità**
- 1.2. Dati identificativi dell'area**
- 1.3. Normativa di riferimento**

2. ASSETTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

- 2.1. Assetto geologico**
- 2.2. Assetto geomorfologico**
- 2.3. Assetto idrogeologico**

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE NELL'AREA DI INTERVENTO

4. MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI

- 4.1. Caratterizzazione stratigrafica dei terreni**
- 4.2. Carico ammissibile sul substrato di fondazione**
- 4.3. Metodo utilizzato per i cedimenti - CEDIMENTI EDOMETRICI**

5. SISMICITA' LOCALE E DATI PER LA PROGETTAZIONE SISMICA

- 5.1. Dati per la progettazione sismica**
- 5.2. Indagine HVSR**

6. STIMA DELLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

7. COMPATIBILITÀ GEOLOGICA

8. CONCLUSIONI E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

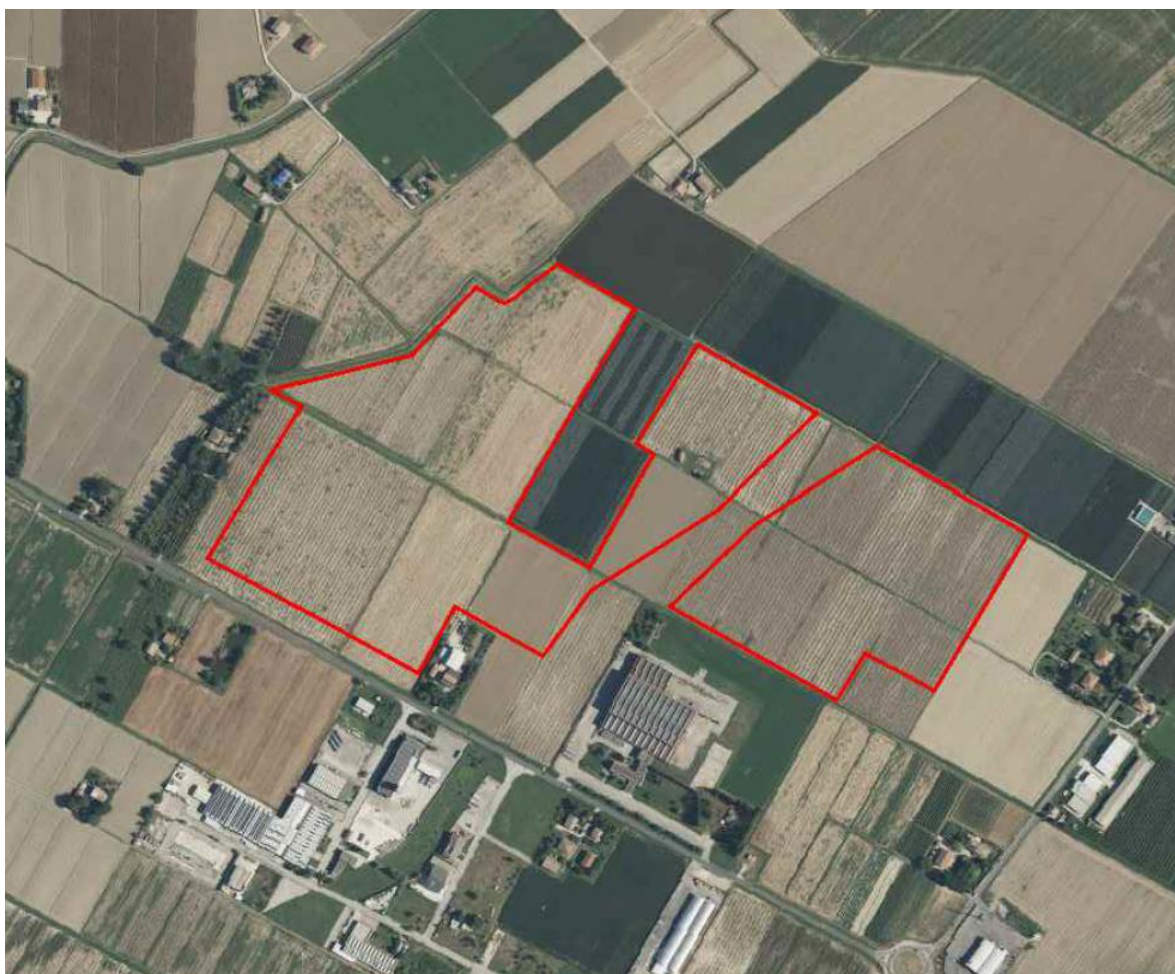
9. ALLEGATI

- Planimetria generale

1. PREMESSA

1.1. Generalità

Si redige la seguente relazione di compatibilità geologica, geotecnica, geomorfologica, idrogeologica e sismica del terreno, sito in Comune di Terre del Reno (FE) Via Quattro Torri, S.P. 34 dove lo scrivente ha eseguito indagini geognostiche per verificare le caratteristiche geotecniche e sismiche del terreno di fondazione sul quale è in progetto la realizzazione di un impianto fotovoltaico connesso con la rete elettrica costituito da Moduli Fotovoltaici Policristallini posizionati sul terreno mediante una struttura metallica costituita da pali infissi nel suolo sulla quale viene montato un telaio a supporto dei pannelli. All'interno dell'area si prevede il posizionamento di cabine di generazione prefabbricate in c.a. tipo monoblocco, di modeste dimensioni. Le superfici di appoggio delle strutture, trattandosi di un terreno agricolo, saranno rese piane attraverso esigue opere di movimento terra, riguardanti principalmente lo scortico dello strato agricolo. L'intervento edilizio necessario sarà di tipo assolutamente non invasivo e consisterà nell'affondare nel terreno i pali in acciaio di sostegno delle strutture dei moduli fotovoltaici, che potranno essere rimosse senza importanti interventi di scavo. Pertanto sono previsti limitati movimenti di terra visto l'andamento pianeggiante del terreno e anche per il posizionamento delle cabine si prevede solo lo scavo di sbancamento necessario al posizionamento delle fondazioni. La presente relazione, redatta in ottemperanza a quanto previsto dal D.M. 17.01.2018, prende in esame le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, sismiche e idrogeologiche del sito di previsto intervento.



Lo studio è stato condotto mediante l'analisi della documentazione esistente in materia di pianificazione territoriale del Comune di Terre del Reno (FE), dall'esperienza diretta da parte del sottoscritto della zona interessata dall'intervento e dall'esecuzione di prove penetrometriche statiche CPT e sismiche HVSR nell'area di intervento.

L'indagine sul terreno è stata condotta mediante l'uso di un penetrometro statico/dinamico "Pagani" modello TG63-200 e di un sismografo digitale della ditta MAE srl modello A6000SE.

In particolare, in relazione all'attuale fase progettuale, si esamina la situazione geotecnica locale, si analizzano i dati acquisiti in sito e si illustrano:

- Modello geologico, idrogeologico e geotecnico locale del terreno interessato dal progetto;
- Resistenza del terreno investigato in relazione alle prevedibili geometrie della struttura;
- Verifiche di stabilità e Valutazioni del margine di sicurezza nei riguardi delle situazioni limite **SLU**, che si possono manifestare sia nelle fasi transitorie di costruzione sia nella fase definitiva per l'insieme manufatto-terreno;
- Valutazioni dei prevedibili spostamenti del complesso opera-terreno, dando un giudizio sull'ammissibilità di tali spostamenti in relazione alle condizioni di sicurezza, nonché alla funzionalità dell'edificio (**SLE**).

1.2. Dati identificativi dell'area

L'area di intervento si trova in Comune di Terre del Reno (FE) Via Quattro Torri, S.P. 34; la quota media del terreno è di circa 12.0m slmm; C.C. Terre del Reno Foglio n. 39 mappali 176, 1, 33, 404, 65, 203, 125, 67, 158, 406, 407, 409, 201, 93, 134, 135, 200, 194, 218, 41.





1.3. normativa di riferimento

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

- **D.M. 11.03.1988** - "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."
- **Circ. Dir. Centr. Tecn. n° 97/81** - "Istruzioni relative alle 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."
- **Circ. Min. LL.PP. 24.09.1988** - n°30483 Istruzioni applicative al D.M. 11/03/1988;
- **A.G.I.** Raccomandazione sulla esecuzione e programmazione delle indagini geognostiche 1977.
- **O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/03** l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri che detta i primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zone sismiche.
- **D.M. 14.09.2005** – Norme Tecniche sulle Costruzioni.
- **Consiglio Superiore di LL.PP.**: Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale – All. al voto n. 36 del 27.07.2007;
- **Eurocodice 7**: progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- **Eurocodice 8**: indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- **Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008** "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", pubblicato in G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, suppl. ord. N. 30, che entrano in vigore il 6 marzo 2008.

- **Consiglio Superiore di LL.PP.: Circolare 617 del 02/02/09:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2008;
- **Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018** "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni".

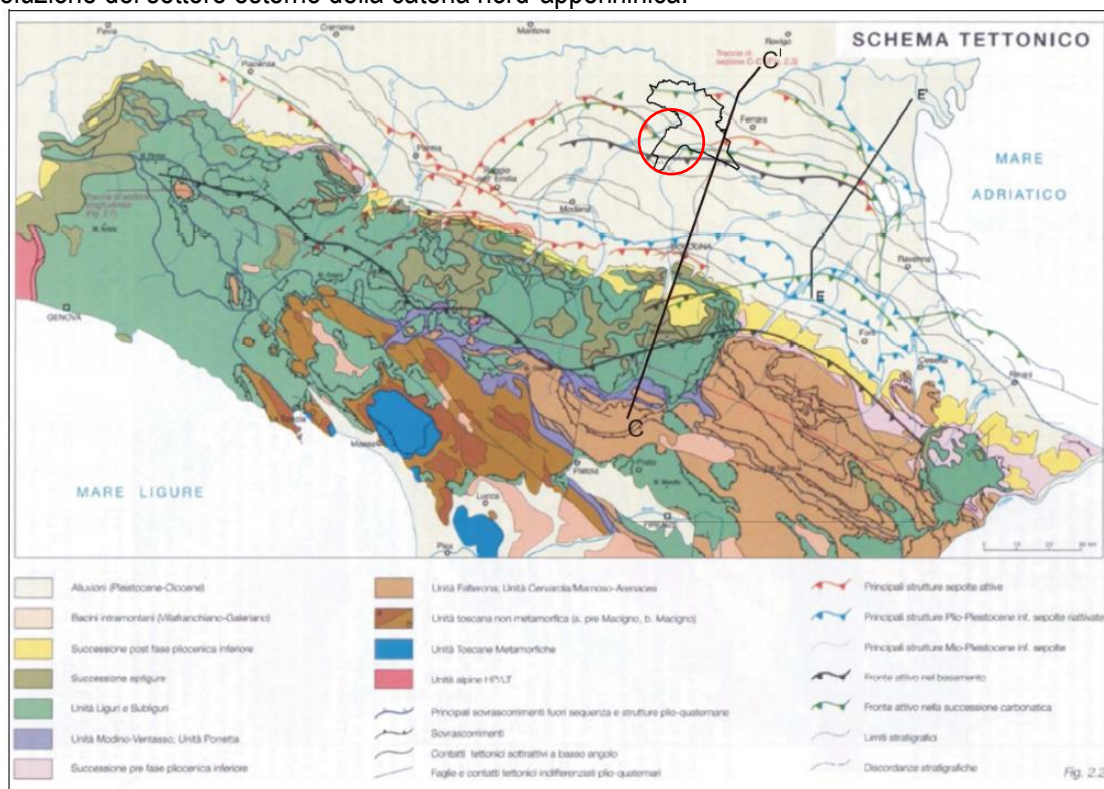
2. ASSETTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

Il settore di territorio in esame ricade nella porzione di Pianura Padana a sud del fiume Po. Si tratta di un esteso bacino subsidente che iniziò a delinearsi quando emersero prima la catena Alpina poi quella Appenninica, di cui la Pianura rappresenta le rispettive avansosse.

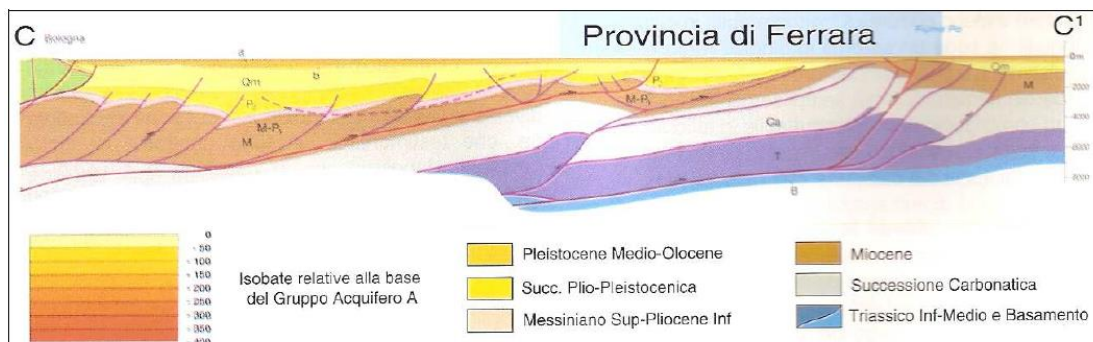
Detto ambiente, dal punto di vista strutturale, risulta strettamente connesso all'Appennino Settentrionale.

Infatti, il fronte della catena appenninica non coincide con il margine appenninico-padano (limite morfologico catena-pianura), ma è individuabile negli archi esterni delle Pieghe Emiliane e Ferraresi, sepolte dai sedimenti quaternari padani.

Quindi, il vero fronte appenninico, circa all'altezza del Po, sovrascorre verso nord sulla piattaforma padanoveneta. Si può così schematizzare che l'evoluzione del territorio dell'Emilia-Romagna coincide con l'evoluzione del settore esterno della catena nord-appenninica.



Schema Tettonico tratto dalla "Carta Geologico-Strutturale dell'Appennino Emiliano-Romagnolo" (RER e CNR 2002)



2: Sezione geologica interpretativa lungo la sezione C-C' riportata in Fig. 5.1

2.1. Assetto geologico

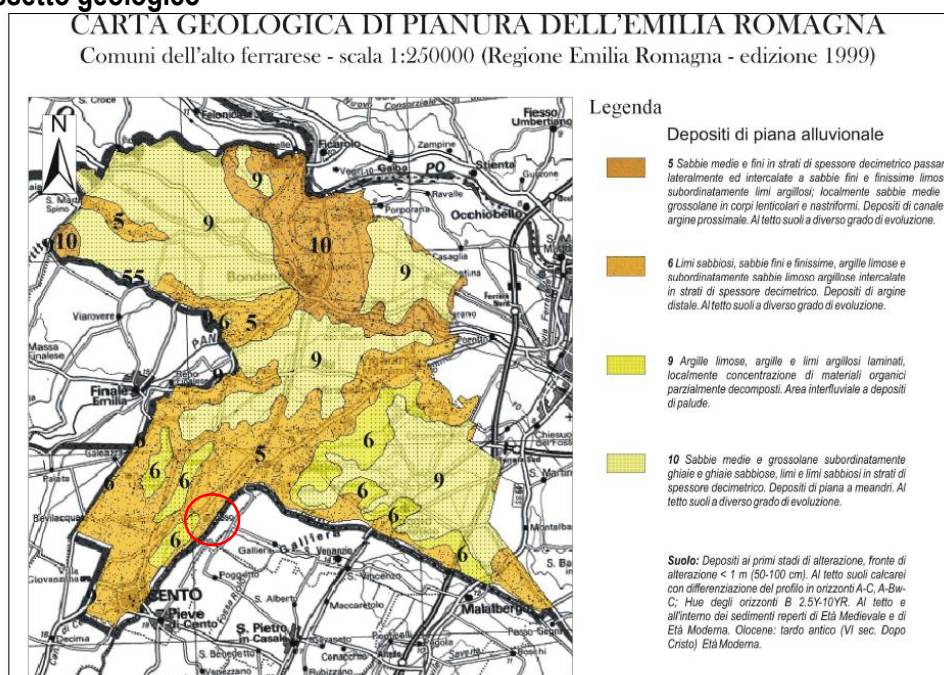
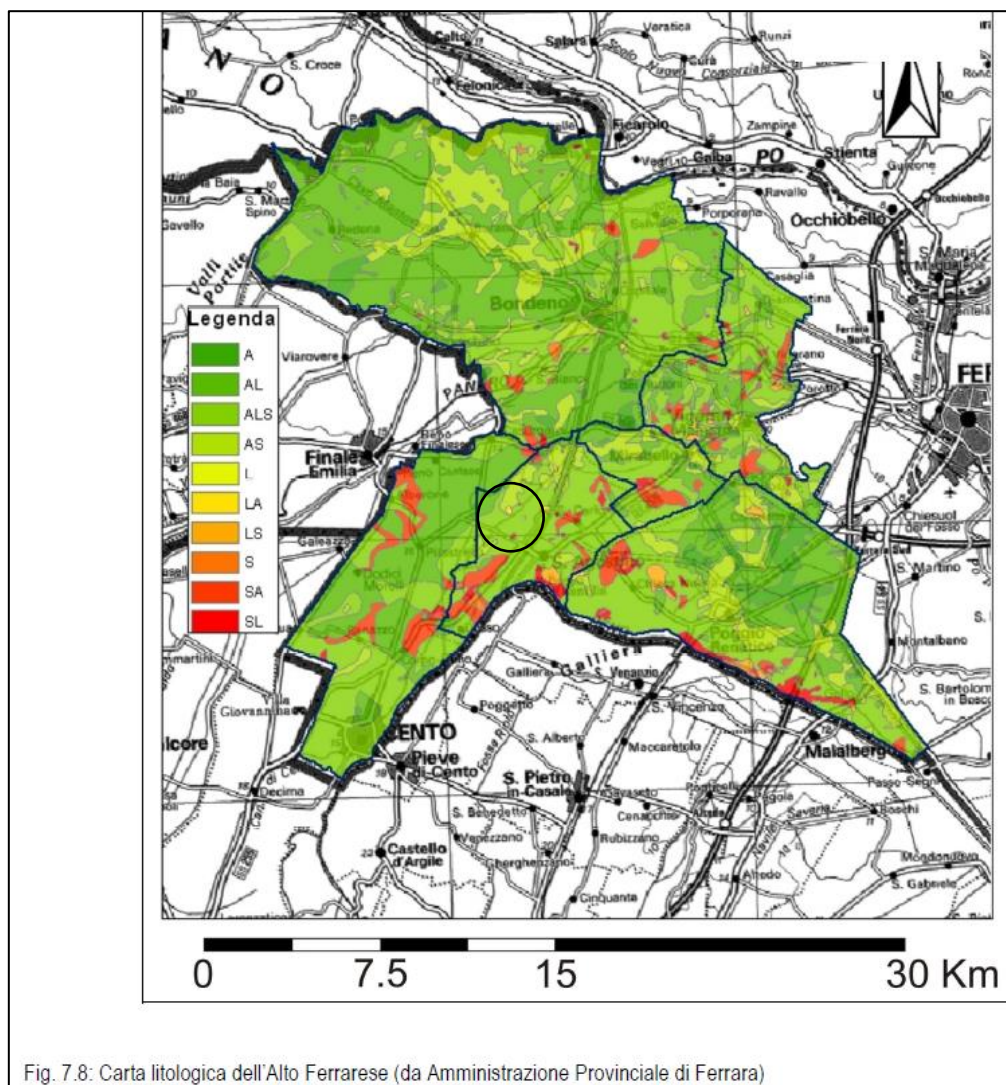


Fig. 7.5: La Carta Geologica di Pianura dell'Emilia-Romagna nasce dall'analisi fotointerpretativa di dettaglio di riprese aeree (voli G.A.I. 1950/1955 e volo R.E.R. 1988), dall'analisi di immagini telerilevate (LANDSAT TM 3-5-6), dall'analisi di cartografie storiche e dalla bibliografia di settore, nonché dall'analisi dell'altimetria di pianura; la taratura delle suddette analisi è stata condotta grazie ai dati provenienti da 3500 sondaggi e trivellate. L'intero set di dati oltre a consentire la caratterizzazione litologica superficiale (sino alla profondità di 1,5 - 2 metri dal piano campagna), ha permesso, attraverso l'analisi dei fenomeni deposizionali ed il riconoscimento delle facies, la suddivisione in ambienti deposizionali. Grazie al rilevamento pedologico ed all'analisi del grado di alterazione dei suoli, è inoltre stato possibile classificare i depositi in unità pedostratigrafiche e, con il supporto delle analisi geomorfologiche e dei reperti archeologici, è stato infine possibile assegnare loro un'età.



2.2. Assetto geomorfologico

L'area interessata dalla variante oggetto di studio ricade all'interno della bassa pianura padana, in un contesto territoriale in cui il paesaggio, dal punto di vista morfologico, è caratterizzato dalla presenza di forme poco evidenti.

Nel complesso il territorio si presenta come una pianura monotona. Le morfologie naturali, che in zona si sviluppano a piccola scala, conferiscono all'area un aspetto debolmente ondulato, movimentato da forme allungate talora convesse e talora concave.

Lo studio dell'assetto morfologico è stato svolto sulla base della documentazione biblio-cartografica riguardante, principalmente, i più recenti studi geologici per la pianificazione territoriale di tutti i comuni interessati dal passaggio dell'infrastruttura in progetto, integrata da rilevamenti diretti di campagna e dall'interpretazione dei fotopiani allegati allo "Studio di Fattibilità" del collegamento autostradale redatto da ERVET nel marzo 2006.

Gli agenti morfogenetici che hanno svolto un ruolo predominante nel modellamento della pianura sono i corsi d'acqua: quelli appenninici, che la attraversano in senso SW-NE, e il fiume Po, che presenta direzione est-ovest.

Altri elementi molto importanti nel modellamento del territorio sono le strutture tettoniche. Infatti questa regione, risulta estremamente attiva dal punto di vista tettonico (cfr. Dorsale Ferrarese); attività che ha fortemente condizionato la dinamica fluviale quaternaria.

Sempre sotto il profilo morfologico l'area in esame è da considerarsi integralmente antropizzata. Infatti, nei secoli, la comunità umana ha compiuto continue modifiche al territorio per renderlo compatibile all'insediamento e all'utilizzo agricolo.

L'aspetto più evidente di tale attività è la suddivisione del territorio attraverso una rete di collettori artificiali, pressoché ortogonali tra di loro, che consentono a periodi alterni lo scolo e la distribuzione irrigua delle acque. Questa rete, in relazione al prevalere di depositi superficiali a bassa permeabilità e alla morfologia pianeggiante della zona, risulta essere molto sviluppata.

Esigenze antropiche hanno portato all'edificazione di argini artificiali a fianco dei corsi d'acqua: sia del fiume Po, che dei torrenti appenninici, che dei principali canali. Detti argini, per le aree di pianura extragolenali, hanno provocato una sorta di congelamento dello stato di fatto morfologico antecedente la loro realizzazione (con eccezione di quanto possa derivare dall'attività antropica), mentre l'attività morfodinamica fluviale resta attiva all'interno delle golene.

Le diverse forme naturali rilevate nel territorio in esame appaiono strettamente correlate alle caratteristiche litologiche dei depositi che le costituiscono; tanto che, si può parlare di vere e proprie unità morfolitologiche.

Le tracce di argini prossimali e di ventagli di rotta dei percorsi fluviali, attuali e antichi, sono associabili ai depositi più grossolani, prevalentemente sabbiosi. Allontanandosi da essi si individuano sedimenti sempre più fini: a dominanza limosa, in corrispondenza degli argini distali, e argillosa nelle aree interfluviali.

2.3. Assetto idrogeologico

La circolazione idrica sotterranea nella copertura quaternaria insatura è ad andamento verticale, e deriva dall'infiltrazione delle precipitazioni e dall'irrigazione. Lo spessore insaturo nella zona interessata oscilla mediamente, a seconda del periodo stagionale, da circa 2,0 a 3,0m. Possibili oscillazioni della superficie freatica, stimate attorno a 1,0 m, sono da attribuirsi alle variazioni delle condizioni meteorologiche locali e stagionali.

Le curve isofreatiche hanno direzione generale NE–SW, con locali orientazioni W–E e N–S. Il deflusso idrico ha direzione verso E-SE, secondo l'andamento dei corsi d'acqua superficiali, ma sono possibili locali assi di drenaggio diretti a S per la presenza di collettori di bonifica. Il gradiente idraulico locale è pari a 0.2 ‰. Le curve delle isopieze presentano analoga direzione di deflusso.

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE NELL'AREA DI INTERVENTO

Considerata la modestia dell'impatto sul terreno in termini di carichi (strutture porta pannelli ancorate al terreno tramite dei paletti infissi nel suolo sino a profondità di circa 1.5/1.8mt e cabine di trasformazione di ridotte dimensioni) per la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo si fa riferimento ai dati acquisiti con le prove penetrometriche statiche effettuate sull'intera area di intervento in corrispondenza della zona di appoggio delle cabine e dei pali porta pannelli.

Le indagini sono consistite in n. 12 (quindici) prove penetrometriche statiche CPT (Cone Penetration Test) mediante un penetrometro Pagani TG63-200 spinte fino alla profondità massima di 4.0 e 15.0 metri da p.c.

Caratteristiche Strumentali PAGANI TG 63 (200 kN)

Caratteristiche Strumentali FASAR 10 60 (200 kN)			
Rif. Norme		ASTM D3441-86	
Diametro Punta conica meccanica	35.7	Angolo di apertura punta	60
Area punta	10	Superficie manicotto	150
Passo letture (cm)	20	Costante di trasformazione Ct	10

PROVE CPT - METODOLOGIA DELL'INDAGINE

La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2\text{cm/sec} \pm 0,5\text{ cm/sec}$).

La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta.

Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica.

La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale : punta / manicotto tipo **"Begemann"**.

Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente :

- diametro Punta Conica meccanica \varnothing = 35,7 mm
- area di punta A_p = 10 cm²
- angolo di apertura del cono α = 60 °
- superficie laterale del manicotto A_m = 150 cm²

Sulla batteria di aste esterne è stato installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione.

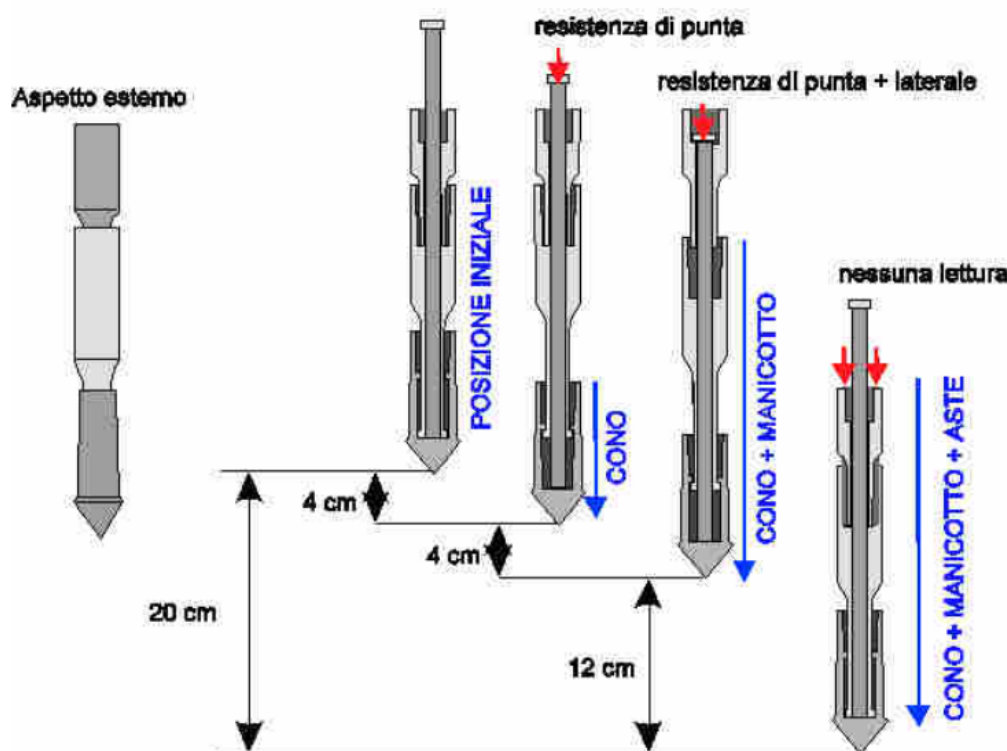


Fig.3 - Punta Begemann: caratteristiche e schema d'avanzamento La punta Begemann è probabilmente la più diffusa. E' dotata di manicotto d'attrito e viene impiegata in prove discontinue. La procedura, partendo dalla posizione di riposo, è la seguente: 1) avanzamento di 4 cm del solo cono, con spinta proveniente dalla batteria di aste interne: lettura della Rp 2) avanzamento di 4 cm di cono + manicotto, spinta dalle aste interne: lettura della Rt 3) avanzamento di 12 cm dell'intera punta, con spinta da parte della batteria di aste esterne, fino al ritorno alla posizione iniziale: nessuna lettura. IndicePiezocono (Prove CPTU):

REGISTRAZIONE DATI.

Una cella di carico, che rileva gli sforzi di infissione, è montata all'interno di un'unità rimovibile, chiamata "selettore", che preme alternativamente sull'asta interna e su quella esterna.

Durante la fase di spinta le aste sono azionate automaticamente da un comando idraulico. L'operatore deve solamente controllare i movimenti di spinta per l'infissione delle aste.

I valori acquisiti dalla cella di carico sono visualizzati sul display di una Sistema Acquisizione Automatico.

Le letture di campagna (rilevate dal sistema di acquisizione in Kg/cm²) durante l'infissione sono le seguenti:

- Lettura alla punta **LP** = prima lettura di campagna durante l'infissione relativa all'infissione della sola punta.
- Lettura laterale **LT** = seconda lettura di campagna relativa all'infissione della punta+manicotto.
- Lettura totale **LLTT** = terza lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (tale lettura non sempre viene rilevata in quanto non è influente metodologicamente ai fini interpretativi).

METODOLOGIA DI ELABORAZIONE

I dati rilevati della prova sono quindi una coppia di valori per ogni intervallo di lettura costituiti da LP (Lettura alla punta) e LT (Lettura della punta + manicotto), le relative resistenze vengono quindi desunte per differenza, inoltre la resistenza laterale viene conteggiata 20cm sotto (alla quota della prima lettura della punta).

Trasferiti i dati ad un PC vengono elaborati da un programma di calcolo “**STATIC PROBING**” della GeoStru.

La resistenze specifiche **Qc** (Resistenza alla punta **RP**) e **Ql** (Resistenza Laterale **RL** o **fs** attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) vengono desunte tramite opportune costanti e sulla base dei valori specifici dell'area di base della punta e dell'area del manicotto di frizione laterale tenendo in debito conto che:

A_p = l'area punta (base del cono punta tipo “Begemann”) = 10 cm²

A_m = area del manicotto di frizione = 150 cm²

C_t = costante di trasformazione = 10

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica. La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. I dati di uscita principali sono RP (Resistenza alla punta) e RL (Resistenza laterale o fs, attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) che il programma calcola automaticamente; inoltre viene calcolato il Rapporto RP/RL (Rapporto Begemann 1965) e il Rapporto RL/RP (Rapporto Schmertmann 1978 – FR %-).

I valori sono calcolati con queste formule:

$$Q_c (RP) = (LP \times C_t) / 10 \text{ cm}^2.$$

Resistenza alla punta

$$Q_l (RL) (fs) = [(LT - LP) \times C_t] / 150 \text{ cm}^2.$$

Resistenza laterale

$$Q_c (RP) = \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } C_t / \text{Superficie Punta } A_p$$

$$Q_l (RL) (fs) = \text{Lettura laterale } LT - \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } C_t / A_m \text{ area del manicotto di frizione}$$

$$\text{N.B. - } A_p = 10 \text{ cm}^2 \text{ e } A_m = 150 \text{ cm}^2$$

- la resistenza laterale viene conteggiata **20 cm sotto** (alla quota della prima lettura della punta)

CORRELAZIONI GEOTECNICHE

Scegliendo il tipo di interpretazione litologica si ha in automatico la stratigrafia con il passo dello strumento ed interpolazione automatica degli strati.

Ad ogni strato mediato il programma calcola la Qc media, la fs media, il peso di volume naturale medio, il comportamento geotecnico (coesivo, incoerente o coesivo-incoerente), ed applica una texture.

I parametri ottenuti per i terreni investigati e adottati poi nelle verifiche, sono ricavati mediante correlazioni empiriche con le resistenze penetrometriche Qc delle indagini condotte. Si veda tabella sottostante.

Metodi assunti per il calcolo dei parametri geotecnici

Terreni incoerenti	Formula	Autore	Note
Resistenza al taglio (φ)	$\varphi = 17.4 + 4.49 R_p$	Meyerhof	R_p (kg/cm ²) è la resistenza di punta media misurata nello strato
Densità relativa (D_r %)	$D_r = 34.36 \ln \left(\frac{R_p}{12.3 \sigma^{0.7}} \right)$	Harman	σ è la pressione litostatica efficace a metà strato in kg/cm ² e R_p (kg/cm ²) la resistenza di punta media misurata nello strato
Modulo Deformazione (E_s) in Kg/cm ²	$E = 2.5 R_p$	Schmertmann	R_p (kg/cm ²) è la resistenza di punta media misurata nello strato
Modulo Edometrico (E_d) in Kg/cm ²	$M = 0.03 R_p + 11.7 \sigma + 0.79 D_r \%$	Robertson - Campanella	σ è la pressione litostatica efficace a metà strato in kg/cm ² , R_p (kg/cm ²) la resistenza di punta media misurata nello strato e D_r la densità relativa in percentuale
Modulo Deformazione di Taglio (G_0) in Kg/cm ²	$G_0 = 28 R_p^{0.611}$	Imai - Tomauchi	R_p è la resistenza di punta media nello strato.
Velocità onde V_s (m/s)	$V_s = \alpha + \beta R_p$	Barrow e Stockoe	$\alpha = 50,6$ e $\beta = 2,1$, valida per ogni terreno
Terreni coesivi	Formula	Autore	Note
Coesione non drenata (c_u) in Kg/cm ²	$c_u = \frac{R_p - \sigma}{20.7 - 0.18 IP}$	Lunne e Eide	R_p (kg/cm ²) è la Resistenza alla punta media dello strato; IP è l'Indice di plasticità medio dello strato; σ (kg/cm ²) è la Pressione litostatica efficace a metà strato.
Modulo edometrico (E_d) in Kg/cm ²	$E_d = \alpha R_p$	Mitchell e Gardner	R_p è la resistenza alla punta media dello strato e α è un coefficiente variabile in funzione del tipo di terreno
Modulo Deformazione di Taglio (G_0) in Kg/cm ²	$G_0 = 28 R_p^{0.611}$	Imai - Tomauchi	R_p è la resistenza di punta media nello strato.
Indice di Compressione C_c	$C_c = 0.09 - 0.055 \log \left(\frac{2c_u}{\sigma} \right)$	Schmertmann	c_u è la coesione non drenata media dello strato e σ la pressione litostatica efficace media a metà strato

4. MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI

4.1 Caratterizzazione stratigrafica dei terreni

La zona di studio risulta interessata dalla presenza di una coltre di depositi alluvionali caratterizzati, in questa zona, da una prevalenza di sedimenti fini limo-argillosi. Le prove hanno evidenziato una situazione litotecnica omogenea riportata in dettaglio di seguito:

PARAMETRI GEOTECNICI MEDI DATI ANALITICI PROVE CPT 1-15			
DESCRIZIONE LITOLOGICA	Peso di Volume $\gamma - \text{Kg/dm}^3$	Angolo attrito ϕ (°)	Coesione non drenata $C_u - \text{Kg/cm}^2$
Argille debolmente limose e limi argillosi p.c. – 15m Litologia A	1.85	0	0.3-0.6

I grafici mostrano nel suo complesso un andamento tipico di un terreno a componente principalmente coesiva (depositi alluvionali argillosi con una mediocre/buona aliquota di coesione non drenata). La struttura portante dei pannelli fotovoltaici sarà fondata ad una profondità intorno ai 1.5/1.8 metri; in corrispondenza di questa profondità le caratteristiche del sottosuolo presentano discreti parametri geotecnici. I risultati dell'indagine geognostica hanno evidenziato, quindi che il terreno oggetto di studio è costituito prevalentemente da litotipi alluvionali argillosi all'interno dei quali sono intercalati sporadici livelli limo-argillosi. In conclusione possiamo affermare che l'area oggetto di studio è caratterizzata da terreni alluvionali di bassa energia.

STRATIGRAFIA TERRENO - CPT01

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria
0.8	18.72	19.51	0.0	0.0	67.6659	0.0	4731.04	0.0	0.0	0.0
1.2	17.89	18.67	0.0	0.0	41.1879	0.0	3911.69	0.0	0.0	0.0
0.4	18.52	19.31	0.0	0.0	60.8012	0.0	4646.55	0.0	0.0	0.0
1.4	17.27	18.06	0.0	0.0	30.4006	0.0	3147.26	0.0	0.0	0.0
1.2	18.38	19.16	0.0	0.0	56.8786	0.0	4551.87	0.0	0.0	0.0
0.8	18.99	19.77	0.0	0.0	82.3759	0.0	4651.79	0.0	0.0	0.0
1.0	18.79	19.57	0.0	0.0	73.5499	0.0	4746.4	0.0	0.0	0.0
1.4	17.72	18.5	0.0	0.0	40.2073	0.0	3852.43	0.0	0.0	0.0
0.4	18.3	19.08	0.0	0.0	55.8979	0.0	4529.19	0.0	0.0	0.0
1.0	18.21	18.99	0.0	0.0	53.9366	0.0	4453.92	0.0	0.0	0.0
0.8	17.88	18.66	0.0	0.0	45.1106	0.0	4103.39	0.0	0.0	0.0
0.8	18.56	19.34	0.0	0.0	66.6852	0.0	4719.67	0.0	0.0	0.0
0.6	16.88	17.67	0.0	0.0	27.4586	0.0	2963.06	0.0	0.0	0.0
1.0	18.1	18.88	0.0	0.0	51.9753	0.0	4385.75	0.0	0.0	0.0
0.8	19.19	19.97	0.0	0.0	96.1052	0.0	4229.39	0.0	0.0	0.0
1.4	19.77	20.56	0.0	0.0	133.3704	0.0	5351.6	0.0	0.0	0.0

4.2. Carico ammissibile sul substrato di fondazione CABINE e INVERTER.

Nel caso in questione, fondazioni a platea con piano di imposta a -0.2/-0.3m da p.c., la stabilità è regolata da terreni a comportamento coesivo.

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	7.5 m
Lunghezza fondazione	3.5 m
Profondità piano di posa	0.2 m
Profondità falda	2.0

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.072
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.013

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe I
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	35.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	D
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.392	2.55	0.255
S.L.D.	35.0	0.422	2.524	0.259
S.L.V.	332.0	1.275	2.588	0.27
S.L.C.	682.0	1.736	2.564	0.274

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:

Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.7056	0.18	0.013	0.0065
S.L.D.	0.7596	0.18	0.0139	0.007
S.L.V.	2.295	0.24	0.0562	0.0281
S.L.C.	2.9844	0.24	0.073	0.0365

Le verifiche si sono fatte assumendo tali configurazioni per valutare il grado di stabilità globale. Non conoscendo i carichi di progetto né di esercizio, né gli eventuali momenti o sforzi laterali cui può essere soggetta la struttura e le fondazioni, si dà solo la pressione di progetto calcolata per i vari SL.

Si sono eseguite le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e alle condizioni di esercizio (SLE) nel rispetto dei principi e delle procedure citate nel paragrafo 6.2.3 delle NTC.

Per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) si è utilizzato il metodo dei coefficienti parziali che le NTC indicano, per ogni stato limite ultimo, nella condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione normale alla base della fondazione e dove Rd è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nel calcolo di Ed e Rd è necessario moltiplicare le azioni di progetto per il coefficiente parziale γ_F e dividere i parametri di progetto per il coefficiente parziale γ_M , secondo le combinazioni fornite dalla normativa in relazione a ciascuna opera geotecnica.

Al paragrafo 6.2.3.1 delle NTC è scritto che *“la verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi”*.

Per le verifiche della suddetta condizione si è utilizzato l'Approccio progettuale 2 con la **Combinazione 1 (A1+M1+R3)** come prevedono le NTC 2018. Si sono anche utilizzati gli approcci progettuali sisma, SLE e SLD forniti dal software Loadcap che permettono di ricavare i carichi di servizio ed i conseguenti cedimenti del sistema “terreno-fondazioni” tenendo conto dell'azioni del sisma di progetto precedentemente calcolate.

Il valore di progetto della resistenza Rd è stato determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II delle NTC (vedi tabella sottostante) e tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema è riportato nella tabella sottostante (da Tab. 6.4.1 NCT).

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
A1+M1+R3	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
Sisma	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
SLE	No	1	1	1	1	1	1	1
SLD	No	1	1	1	1	1	1	1

Inoltre, il sistema geotecnico relativo all'opera in progetto è stato verificato anche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE). Infatti, "il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa. Il grado d'approfondimento dell'analisi di interazioni terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera (par. 6.2.3.3 NTC). Per ciascun stato limite di esercizio la condizione da rispettare è

$$Ed \leq Cd$$

Dove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e Cd è il valore limite dell'effetto delle azioni stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Le NTC – par. 6.4.2.2 – indicano che "si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Metodo utilizzato per il carico limite**Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)**

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$Vd \leq Rd$$

Dove Vd è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre Rd è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto Rd si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 (B' / L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H/B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H/L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L', l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_{\theta} = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

VERIFICHE SLU e SLE

Si è adottata la condizione non drenata non essendo disponibile la definizione delle resistenze drenate ottenibili da analisi di laboratorio per i terreni fini.

Assumendo le combinazioni di calcolo sopra citate si è ricavato il carico agente sul sottosuolo con *fondazione a platea* per la struttura in progetto.

La tabella sottostante indica i risultati mentre di seguito vengono riportati il Carico limite (Q), la resistenza di progetto (Rd – paragonabile alla vecchia q_{amm}), il Fattore di sicurezza (F) tra il Carico Limite e la Pressione normale di progetto e la verifica o meno del rapporto $Ed \leq Rd$.

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	105.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	105.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	105.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	105.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult]	317.17 kN/m²
Resistenza di progetto[Rd]	137.9 kN/m²
Tensione [Ed]	105.72 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)	
Costante di Winkler	13107.53 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.88 kN/m³
Peso unità di volume saturo	18.66 kN/m³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	44.1169 kN/m²
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.43
Fattore profondità [Dc]	1.0

Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	327.69 kN/m ²
Resistenza di progetto	142.47 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

Sisma

Autore: *Brinch - Hansen 1970* (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.88 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.66 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	44.1169 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.43
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	327.69 kN/m ²
Resistenza di progetto	182.05 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

4.3. Metodo utilizzato per i cedimenti - CEDIMENTI EDOMETRICI

I parametri di deformabilità dei terreni sono stati ricavati mediante correlazioni empiriche con qc delle prove condotte. Il tempo di calcolo per i cedimenti di consolidazione è stato preso pari a 15. Nel calcolo si è tenuto conto dello spessore di terreno asportato, fattore questo che riduce l'effettivo carico imposto. Il metodo usato è stato il metodo di consolidazione monodimensionale di Terzaghi.

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

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

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

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

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

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

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

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

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 Spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;

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

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c E' l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α E' il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T Tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} Tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

Cedimento edometrico calcolato con il Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto **40 kN/m²**

Cedimento dopo T anni **15.0**

Cedimento totale al centro **4.1cm**

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	0.5	9.361	36.177	Edometrico	0.4588	--	0.4588
2	1.4	25.71	32.944	Edometrico	1.0106	--	1.0106
3	2.2	38.341	27.292	Edometrico	0.2349	--	0.2349
4	3.1	46.015	21.163	Edometrico	0.9414	--	0.9414
5	4.4	57.402	14.594	Edometrico	0.3847	--	0.3847
6	5.4	67.001	11.152	Edometrico	0.1918	--	0.1918
7	6.3	75.871	8.902	Edometrico	0.1876	--	0.1876
8	7.5	86.842	6.758	Edometrico	0.2456	--	0.2456
9	8.4	94.783	5.593	Edometrico	0.0494	--	0.0494
10	9.1	101.231	4.873	Edometrico	0.1094	--	0.1094
11	10	109.366	4.126	Edometrico	0.0804	--	0.0804
12	10.8	116.72	3.593	Edometrico	0.0609	--	0.0609
13	11.5	122.892	3.204	Edometrico	0.0649	--	0.0649
14	12.3	129.786	2.83	Edometrico	0.0645	--	0.0645
15	13.2	138.389	2.481	Edometrico	0.0469	--	0.0469
16	14.3	149.98	2.134	Edometrico	0.0558	--	0.0558

I cedimenti calcolati riguardano fondazioni flessibili. Per ottenere il cedimento teorico totale con fondazioni rigide bisogna moltiplicare il valore ricavato per 0.75.

Per fondazioni a platea, Wilum e Starzewski (1974) fissano in 80÷100mm i cedimenti totali massimi ammissibili ed in 0.003 ($\delta/L \approx 1/300$) e 0.005 ($\delta/L \approx 1/200$) il rapporto tra il cedimento differenziale di due punti e la loro distanza ossia la distorsione angolare.

Altri autori (Bowles, 1994) indicano, invece, in 50mm il cedimento totale atteso ed in 20mm quello differenziale per fondazioni a platea; mentre i valori di β (distorsione angolare) vengono fissati tra 0.002 ($\delta/L \approx 1/500$) e 0.003 ($\delta/L \approx 1/300$), cioè tra il limite di sicurezza, per non avere fessurazioni, ed il limite inferiore, quando queste iniziano (Bjerrum, 1963).

Dall'analisi dei risultati emerge che con una pressione di progetto di 40kN/m² (SLE) i valori del cedimento fissati in termini di cedimenti totali, sia come fondazione flessibile che rigida, vengono rispettati.

La fondazione, al fine di contenere al minimo i cedimenti differenziali, deve essere adeguatamente irrigidita.

L'irrigidimento del sistema fondale deve avvenire sull'intero orizzonte fondale, per evitare che si creino zone di cerniera con conseguente richiamo delle distorsioni. Il grado di irrigidimento deve essere proporzionale non solo all'entità dei carichi totali, ma anche al grado della loro disomogeneità.

5. SISMICITA' LOCALE E DATI PER LA PROGETTAZIONE SISMICA

Il calcolo dell'azione sismica di progetto, secondo l'Ordinanza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 30/03/2003 e NTC2018, è in relazione alla zonazione sismica ed alle categorie di suolo di fondazione.

Il Comune di Terre del Reno (FE) viene inserito in **Classe 3**.

L'analisi del profilo stratigrafico del suolo di fondazione permette di inserirlo in **Categoria D**.

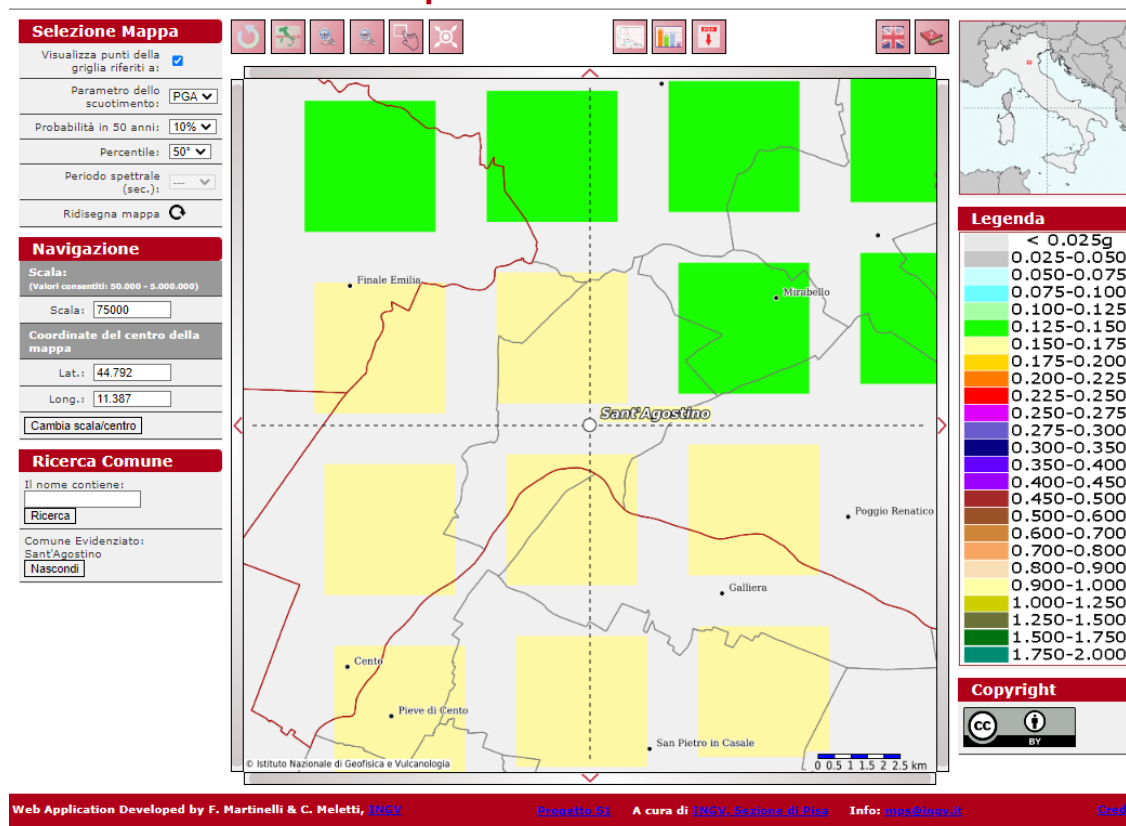
Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

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

5.1. Dati per la progettazione sismica

La classificazione sismica introdotta dall'O.P.C.M. 3519/2006 - "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" - recepita dal D.M. 14/01/2008 e D.M. 17/01/2018, attribuisce al Comune di Copparo (FE) un valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo di 0.150-0.175g con T=0, su suolo rigido con $V_{seq} < 180$ m/s e con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. Secondo il vigente D.M., gli spettri di risposta rappresentano delle componenti (orizzontale e verticale) delle azioni sismiche di progetto di un generico sito del territorio nazionale. Nella figura seguente si riporta un particolare della mappa di pericolosità sismica redatta dall'INGV, secondo la Tabella 1, allegata alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1



Per la scelta della strategia di progettazione, il progettista procede in funzione delle caratteristiche dell'opera progettata e definisce lo spettro di risposta. Ai fini della normativa, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;

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

T^*C = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

In allegato alla norma per tutti i siti italiani, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T^*C necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

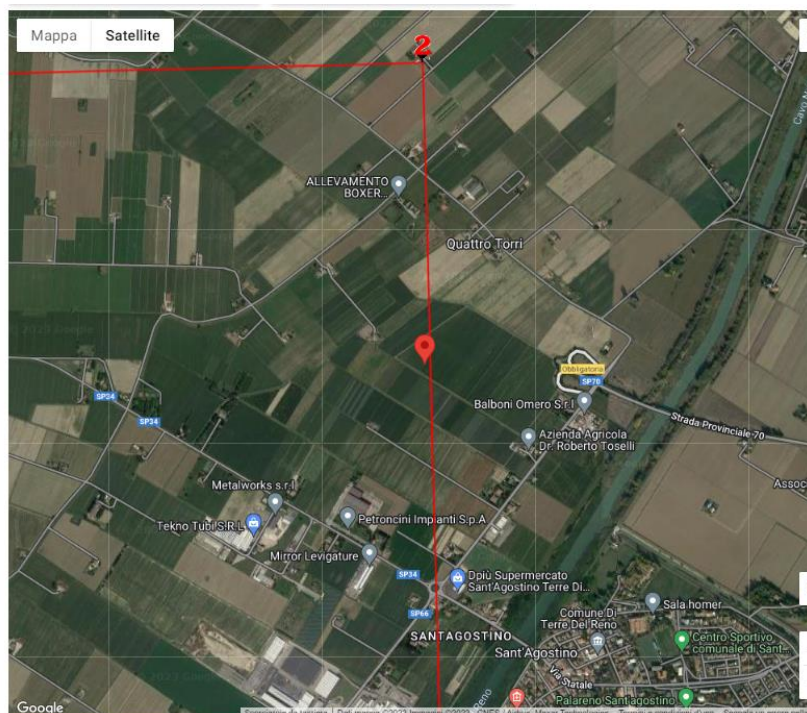
Nella Tabella che segue si riportano i valori di probabilità di superamento per i diversi stati limiti a cui si può spingere la progettazione.

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%

Di seguito si riportano i parametri sismici calcolati secondo un approccio "sito indipendente". Come indicato nel D.M. 17 gennaio 2018, si possono ottenere i valori dei suddetti parametri spettrali (a_g , F_0 e T^*c) del sito in esame utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento.

Si valutano i parametri spettrali a_g , F_0 e T^*C per il sito di progetto (approccio "sito-dipendente") considerando l'amplificazione stratigrafica e topografica (T_1) la categoria del sottosuolo D e la classe d'uso della costruzione (I).

Si ricava:



Stati limite



Classe Edificio

I. Presenza occasionale di persone, edifici agricoli...



Vita Nominale

50



Interpolazione

Media ponderata

CU = 0.7

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F ₀	T _c * [s]
Operatività (SLO)	30	0.040	2.550	0.255
Danno (SLD)	35	0.043	2.524	0.259
Salvaguardia vita (SLV)	332	0.130	2.588	0.270
Prevenzione collasso (SLC)	682	0.177	2.564	0.274
Periodo di riferimento per l'azione sismica: 35				

Coefficienti sismici



Tipo

Muri di sostegno NTC 2008

☐

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

1

0.1



Cat. Sottosuolo

D



Cat. Topografica

T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,80	1,80	1,80	1,72
CC Coeff. funz categoria	2,48	2,46	2,41	2,39
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

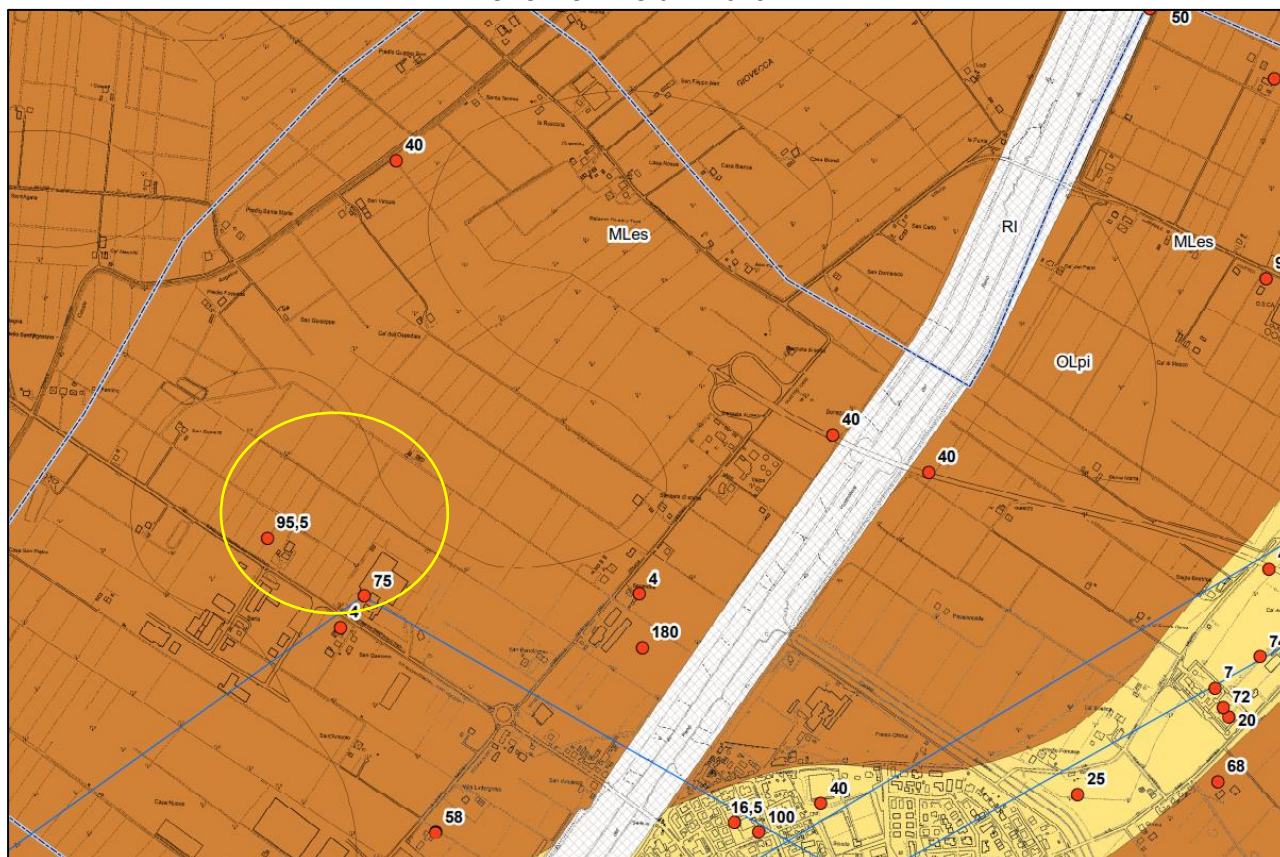
☐

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]



0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.013	0.014	0.056	0.073
kv	0.006	0.007	0.028	0.036
Amax [m/s²]	0.704	0.766	2.302	2.981
Beta	0.180	0.180	0.240	0.240

STUDIO MZS 3^a livello

Legenda

Terreni di copertura



Terreni contenenti resti di attività antropica



Sabbie limose, miscela di sabbie e limo di argine e canale



Limi organici, argille limose organiche di bassa plasticità di piana inondabile



Argille organiche di media-alta plasticità, limi organici di piana inondabile



Limi inorganici, sabbie fini limose o argillose, limi argillosi di bassa plasticità di argine e canale

Forme di superficie e sepolte



Asse di paleoalveo

Elementi geologici e idrogeologici

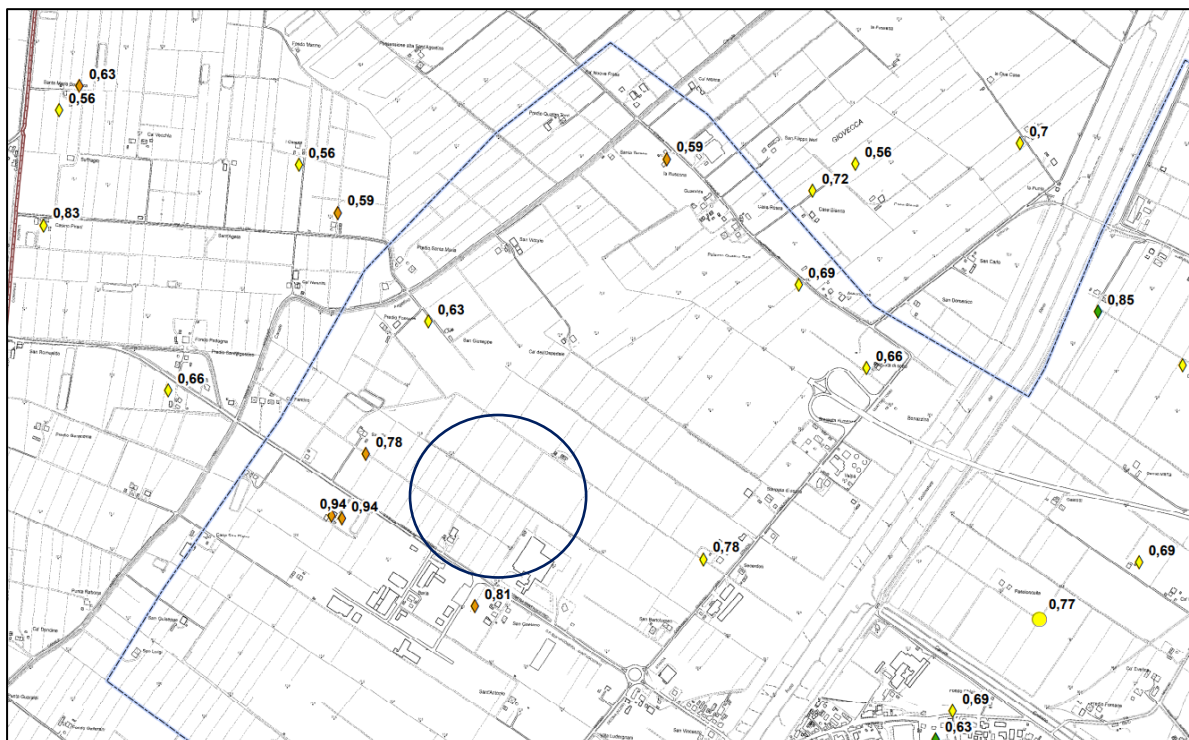
12



Pozzo o sondaggio che non ha raggiunto il substrato geologico (profondità in m)

A A'

Traccia della sezione geologica rappresentativa del modello del sottosuolo



Legenda

Punti di misura della frequenza

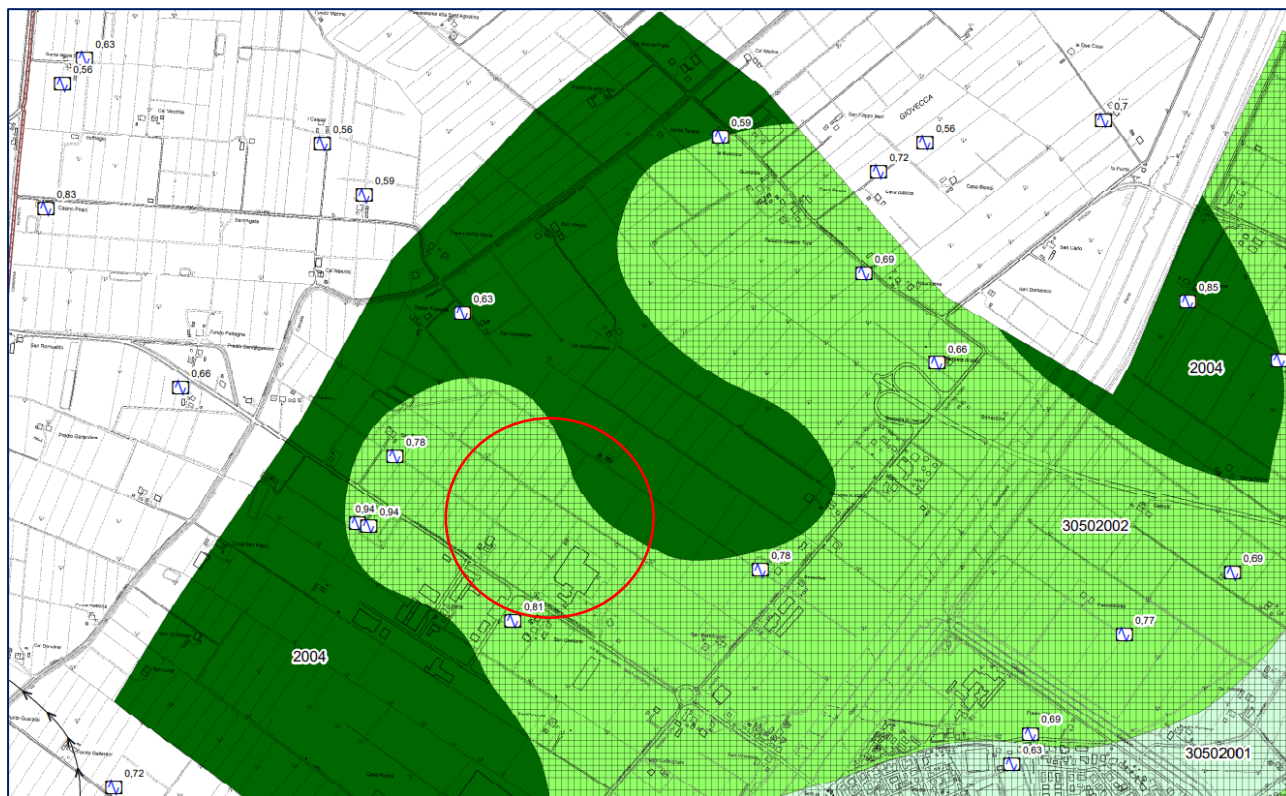
Misure di microtremore a stazione singola effettuate per lo studio di Microzonazione Sismica di III livello

- 0,3
1,80 – 2,50
- 0,3
2,51 – 3,00
- 0,3
3,01 – 3,50
- 0,3
3,51 – 5,00

Misure di microtremore a stazione singola da archivio

- 0,3
 $A_0 \leq 2,50$
- 0,3
 $2,51 \leq A_0 < 3,50$
- 0,3
 $3,51 \leq A_0 < 4,00$
- 0,3
 $A_0 \geq 4,01$

Il colore del simbolo indica differenti classi di ampiezza A_0



Legenda

Zone di attenzione per instabilità



Sabbie e sabbie fini limose poco addensate, poggiano su argille organiche plastiche con intercalazioni limose. Seguono limi inorganici, talvolta sabbiosi, con paleosuoli a concrezioni carbonatiche e limi argillosi a bassa plasticità, con intercalazioni di sabbie organizzate in corpi lenticolari.



Limi inorganici e sabbie fini limose poggiano su argille limose organiche con importanti livelli di torba. Seguono limi inorganici, talvolta sabbiosi, con paleosuoli a concrezioni carbonatiche e limi argillosi a bassa plasticità, con intercalazioni di sabbie organizzate in corpi lenticolari.



Argille organiche di bassa plasticità con intercalazioni limose e livelli di torba poggiano su un corpo lenticolare di sabbie poco addensate. Seguono limi inorganici, talvolta sabbiosi, con paleosuoli a concrezioni carbonatiche e limi argillosi a bassa plasticità.

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali



Argille organiche di bassa plasticità con intercalazioni limose e livelli di torba poggiano su limi inorganici, talvolta sabbiosi, con paleosuoli a concrezioni carbonatiche e limi argillosi a bassa plasticità, con intercalazioni di sabbie organizzate in corpi lenticolari.

Forme di superficie e sepolte

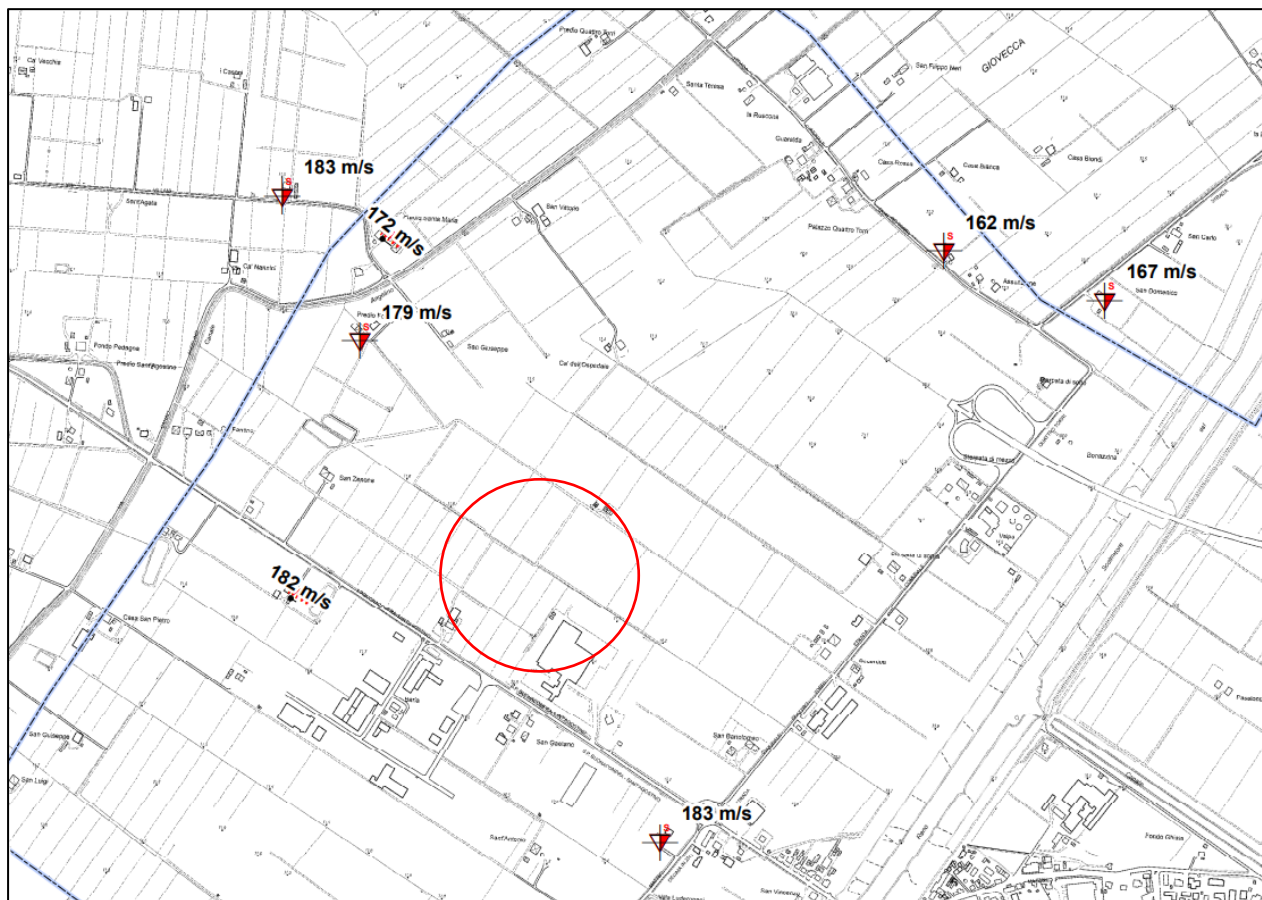
➤ ➤ ➤ Asse di paleovalveo

Punti di misura di rumore ambientale






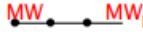
0,81 Stazione microtremore a stazione singola con indicazione del valore di f0





Legenda

Punti di misura della velocità delle onde di taglio

- 205 m/s**
 Downhole utilizzata per la misura diretta della velocità delle onde di taglio con indicazione del valore di Vs30
- 181 m/s**
 Crosshole utilizzata per la misura diretta della velocità delle onde di taglio con indicazione del valore di Vs30
- 190 m/s**
 SCPT utilizzata per la misura diretta della velocità delle onde di taglio con indicazione del valore di Vs30
- 187 m/s**
 MASW utilizzata per la misura indiretta della velocità delle onde di taglio con indicazione del valore di Vs30

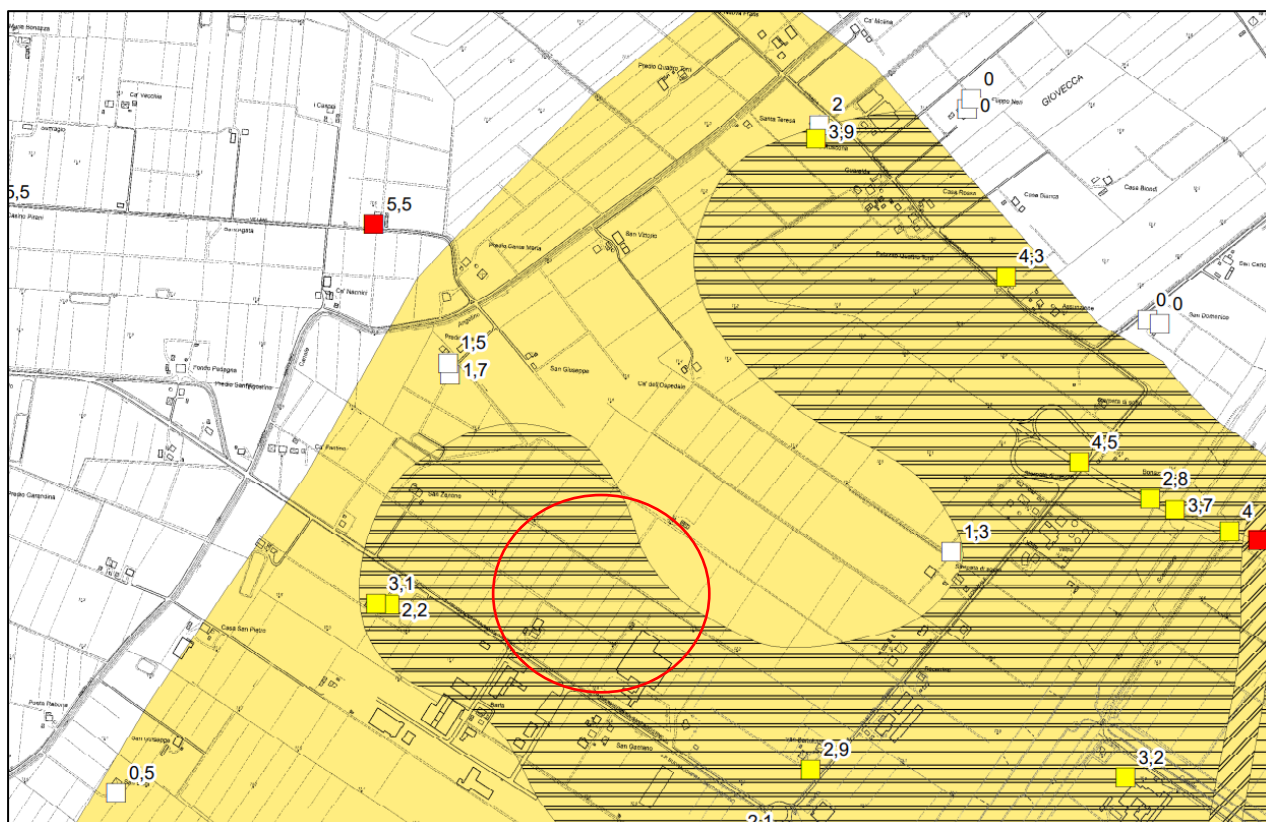
Elementi cartografici



Limiti amministrativi

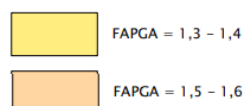


Limiti ambiti comunali territorio urbanizzato ed urbanizzabile

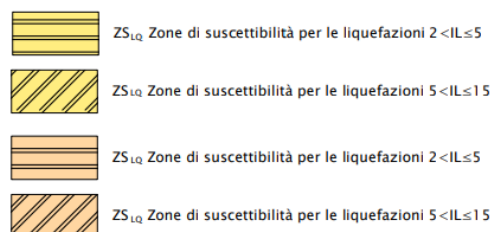


Legenda

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

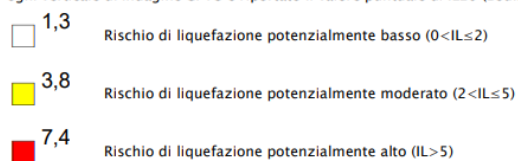


Zone suscettibili di instabilità



Valore puntuale dell'Indice di Liquefazione IL (Sonmez, 2003)

Per ogni verticale di indagine CPTU è riportato il valore puntuale di IL20 (Boulanger – Idriss, 2014)

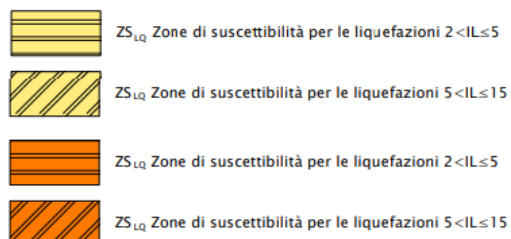


Legenda

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

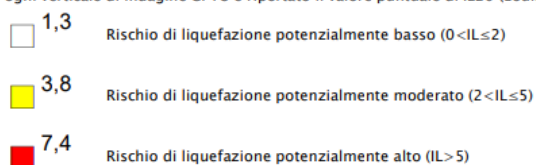


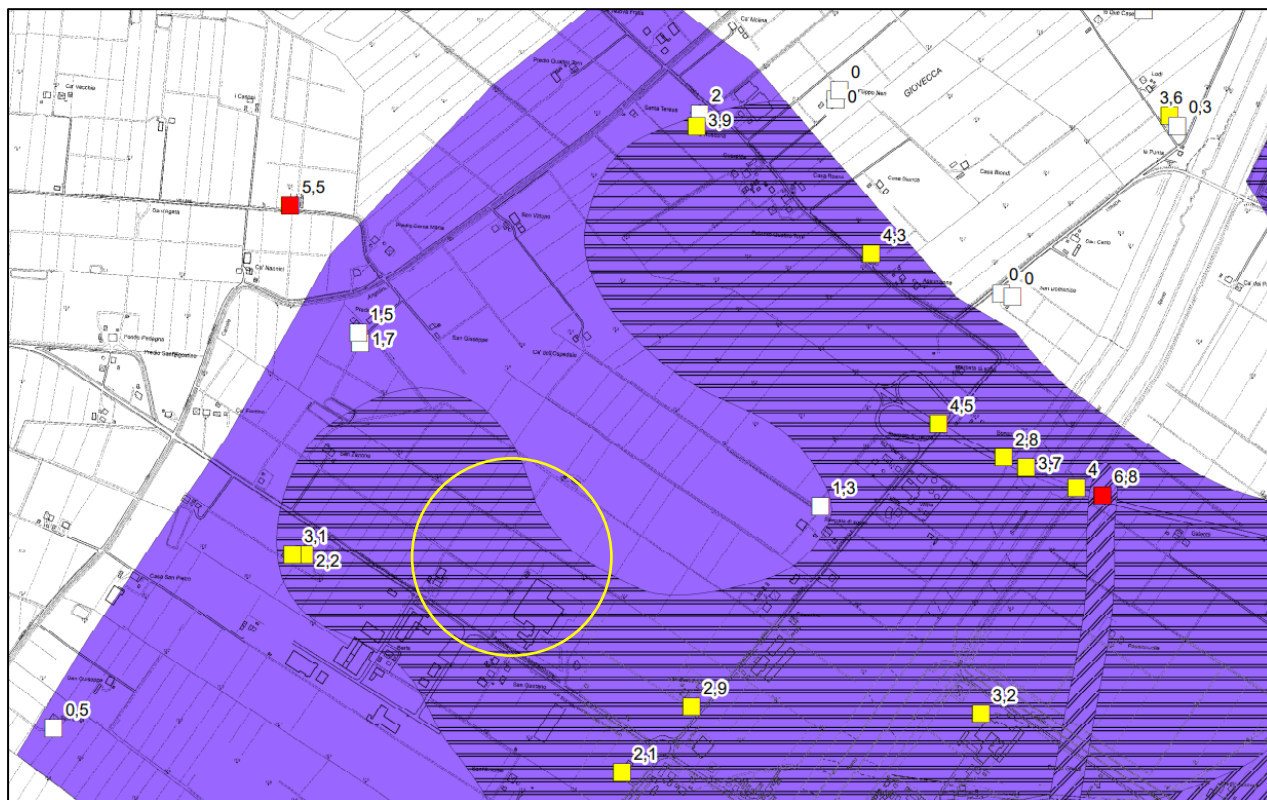
Zone suscettibili di instabilità



Valore puntuale dell'Indice di Liquefazione IL (Sonmez, 2003)


Per ogni verticale di indagine CPTU è riportato il valore puntuale di IL20 (Boulanger – Idriss, 2014)





Legenda

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

 $FA_{0,5-1,0} = 2,5 - 3,0$




Zone suscettibili di instabilità

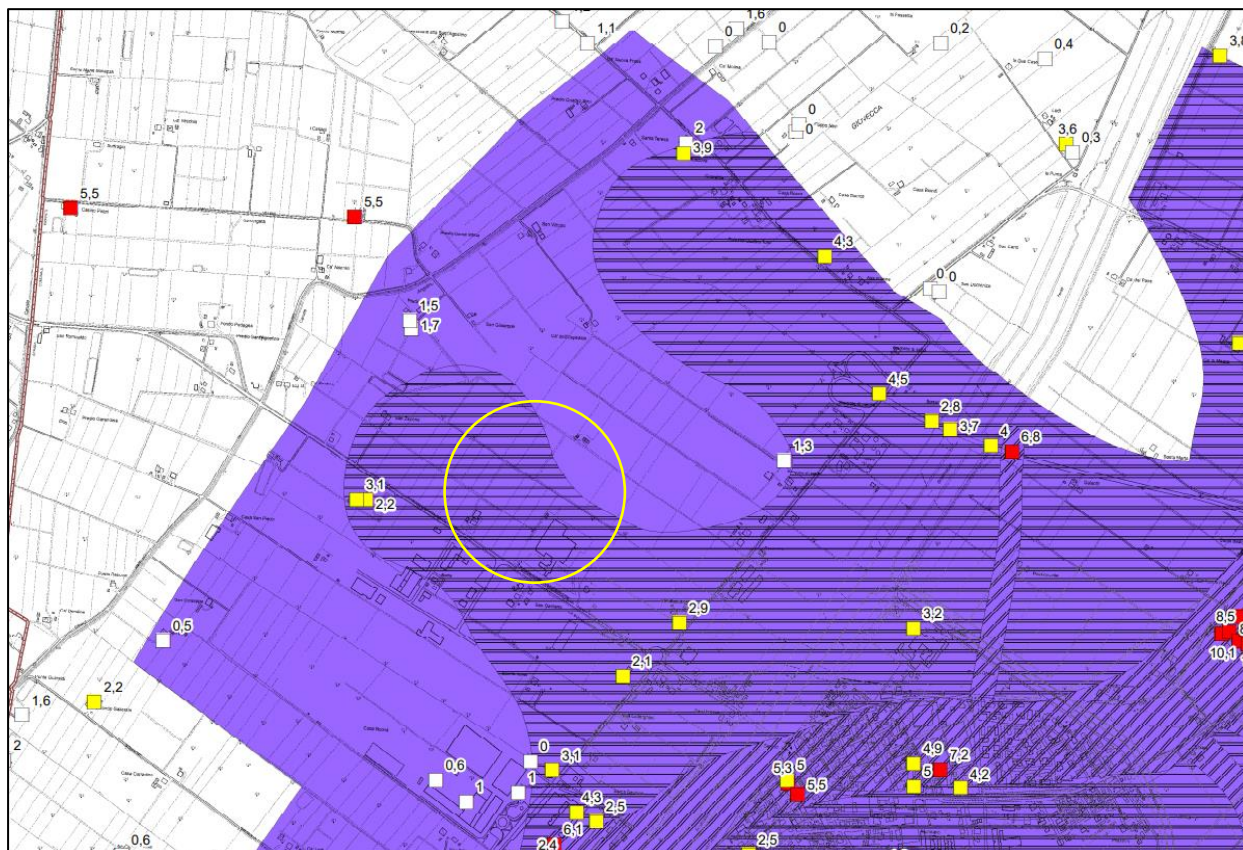
 ZS_{LQ} Zone di suscettibilità per le liquefazioni $2 < IL \leq 5$

 ZS_{LQ} Zone di suscettibilità per le liquefazioni $5 < IL \leq 15$

Valore puntuale dell'Indice di Liquefazione IL (Sonmez, 2003)


Per ogni verticale di indagine CPTU è riportato il valore puntuale di IL20 (Boulanger – Idriss, 2014)

-  1,3 Rischio di liquefazione potenzialmente basso ($0 < IL \leq 2$)
-  3,8 Rischio di liquefazione potenzialmente moderato ($2 < IL \leq 5$)
-  7,4 Rischio di liquefazione potenzialmente alto ($IL > 5$)





Legenda

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

 $FA_{0.5-1.5} = 2,5 - 3,0$


Zone suscettibili di instabilità


 ZS_{LQ} Zone di suscettibilità per le liquefazioni $2 < IL \leq 5$


 ZS_{LQ} Zone di suscettibilità per le liquefazioni $5 < IL \leq 15$

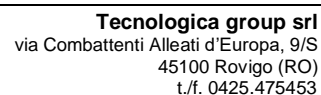
Valore puntuale dell'Indice di Liquefazione IL (Sonmez, 2003)

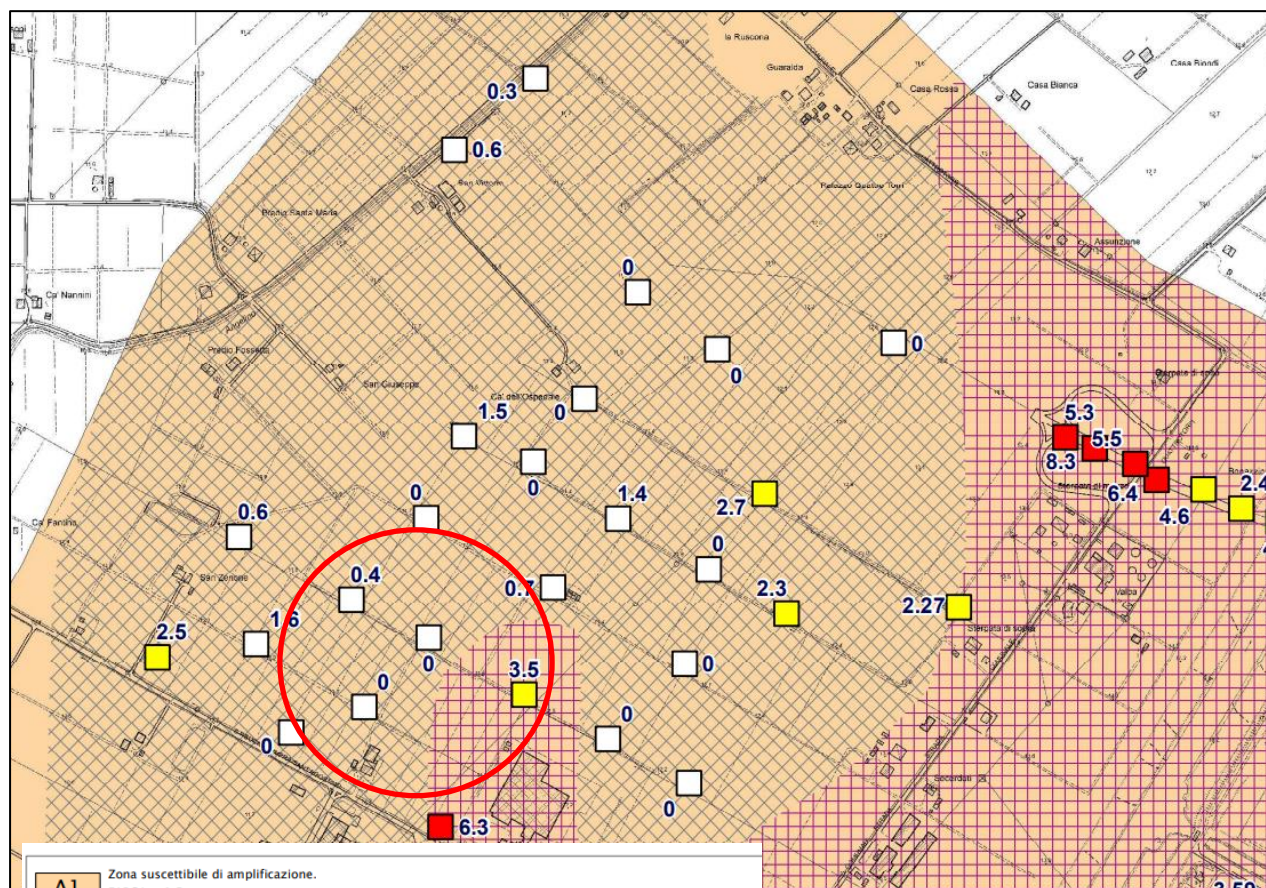
Per ogni verticale di indagine CPTU è riportato il valore puntuale di IL20 (Boulanger – Idriss, 2014)

 1,3 Rischio di liquefazione potenzialmente basso ($0 < IL \leq 2$)

 3,8 Rischio di liquefazione potenzialmente moderato ($2 < IL \leq 5$)

 7,4 Rischio di liquefazione potenzialmente alto ($IL > 5$)



**A1**

Zona suscettibile di amplificazione.
FAPGA = 1.5
FH 0.1 – 0.5s = 1.8
FH 0.5 – 1.0s = 2.5
Stima con abachi DAL 112/2007

Valore dell'Indice di Liquefazione (IL: classificazione secondo Sonmez, 2003).

stima IL 10 m

stima IL 15–20 m

1.2 ◇

Rischio di liquefazione basso ($0.0 < IL < 2.0$)

1.5 □

2.8 ◇

Rischio di liquefazione moderato ($2.0 \leq IL < 5.0$)

3.3 □

5.4 ◇

Rischio di liquefazione elevato ($5.0 \leq IL < 15.0$)

6.4 □

Per ogni verticale di verifica è riportato il valore puntuale di IL

Zone suscettibili di amplificazione e liquefazione.

LQ1

FAPGA = 1.5; FH 0.1 – 0.5s = 1.8; FH 0.5 – 1.0s = 2.5
Stima con abachi DAL 112/2007

Presenza di terreni suscettibili di liquefazione già nei primi 10 m dal piano campagna

LQ2

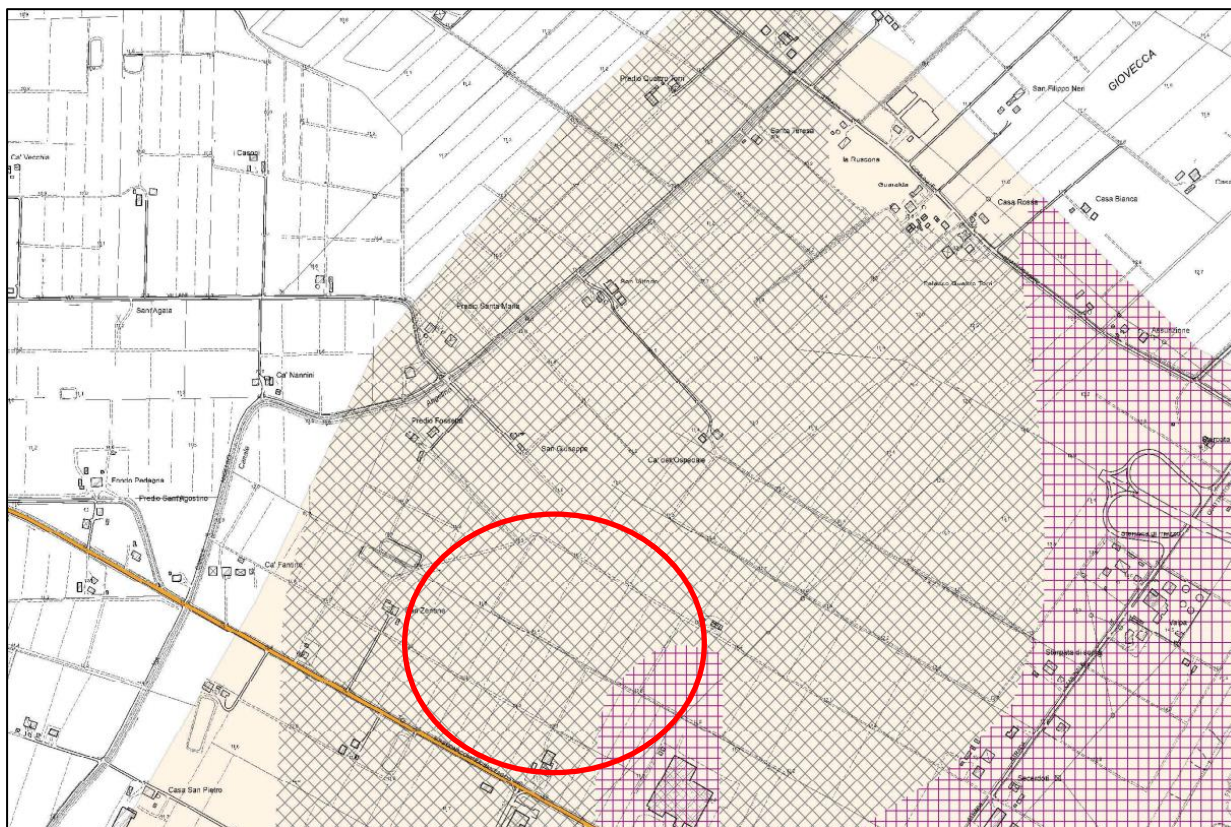
FAPGA = 1.5; FH 0.1 – 0.5s = 1.8; FH 0.5 – 1.0s = 2.5
Stima con abachi DAL 112/2007

Presenza di terreni suscettibili di liquefazione tra 10 e 20 m dal piano campagna

LQ2

FAPGA = 1.7; FH 0.1 – 0.5s = 1.9; FH 0.5 – 1.0s = 2.6
Stima con abachi DAL 112/2007

Presenza di terreni suscettibili di liquefazione tra 10 e 20 m dal piano campagna



A1

Zona suscettibile di amplificazione.

FAPGA = 1.5

FH 0.1 – 0.5s = 1.8

FH 0.5 – 1.0s = 2.5

Stima con abachi DAL 112/2007

Zone suscettibili di amplificazione e liquefazione.



FAPGA = 1.5; FH 0.1 – 0.5s = 1.8; FH 0.5 – 1.0s = 2.5

Stima con abachi DAL 112/2007

Presenza di terreni suscettibili di liquefazione già nei primi 10 m dal piano campagna



FAPGA = 1.5; FH 0.1 – 0.5s = 1.8; FH 0.5 – 1.0s = 2.5

Stima con abachi DAL 112/2007

Presenza di terreni suscettibili di liquefazione tra 10 e 20 m dal piano campagna



FAPGA = 1.7; FH 0.1 – 0.5s = 1.9; FH 0.5 – 1.0s = 2.6

Stima con abachi DAL 112/2007

Presenza di terreni suscettibili di liquefazione tra 10 e 20 m dal piano campagna

INDAGINE HVSR

La tecnica HVSR permette in primo luogo di valutare la frequenza di vibrazione naturale di un sito. Successivamente, come ulteriore sviluppo, la stima del parametro normativo V_{seq} attraverso un processo di inversione del problema iniziale. Le ipotesi alla base della tecnica sono: una concentrazione del contenuto in frequenza localizzato maggiormente in quelle basse (tipicamente al di sotto dei 20 Hz); assenza di sorgenti periodiche e/o con contenuto in alte frequenze; le sorgenti di rumore sono uniformemente distribuite intorno alla stazione di registrazione. Se queste sono soddisfatte, la tecnica può essere suddivisa nelle fasi che vengono di seguito illustrate.

Si esegue una registrazione del rumore ambientale lungo tre direzioni ortogonali tra loro (x,y,z) con una singola stazione. Tale registrazione deve essere effettuata, secondo le indicazioni del progetto SESAME, per una durata non inferiore ai 20 minuti.

Si esegue un'operazione detta di windowing, in cui le tre tracce registrate vengono suddivise in finestre temporali di prefissata durata. Secondo le indicazioni del succitato progetto SESAME tale dimensione, detta Long Period, deve essere almeno pari ai 20 secondi. Si ottiene così un insieme di finestre "long", che sono sincronizzate fra le tracce.

Queste finestre vengono filtrate in base a dei criteri che permettono di individuare l'eventuale presenza di transienti (disturbi temporanei con grandi contributi nelle frequenze alte) o di fenomeni di saturazione.

Per ciascuna delle finestre rimanenti, quindi ritenute valide, viene valutato lo spettro di Fourier. Quest'ultimo viene sottoposto a tapering e/o lisciamento secondo una delle varie tecniche note in letteratura e ritenute all'uopo idonee.

Successivamente si prendono in considerazione gli spettri delle finestre relative alle tracce orizzontali in coppia. Ovvero, ogni spettro di una finestra per esempio della direzione X, ha il suo corrispettivo per le finestre nella direzione Y, vale a dire che sono relative a finestre temporali sincrone. Per ognuna di queste coppie viene eseguita una somma tra le componenti in frequenza secondo un determinato criterio che può essere, ad esempio, una semplice media aritmetica o una somma euclidea.

Per ciascuna coppia di cui sopra, esiste lo spettro nella direzione verticale Z, ovvero relativo alla finestra temporale sincrona a quelle della coppia. Ogni componente in frequenza di questo spettro viene usato come denominatore nel rapporto con quello della suddetta coppia. Questo permette quindi di ottenere il ricercato rapporto spettrale H/V per tutti gli intervalli temporali in cui viene suddivisa la registrazione durante l'operazione di windowing.

Eseguendo per ciascuna frequenza di tali rapporti spettrali una media sulle varie finestre, si ottiene il rapporto spettrale H/V medio, la cui frequenza di picco (frequenza in cui è localizzato il massimo valore assunto dal rapporto medio stesso) rappresenta la deducibile stima della frequenza naturale di vibrazione del sito.

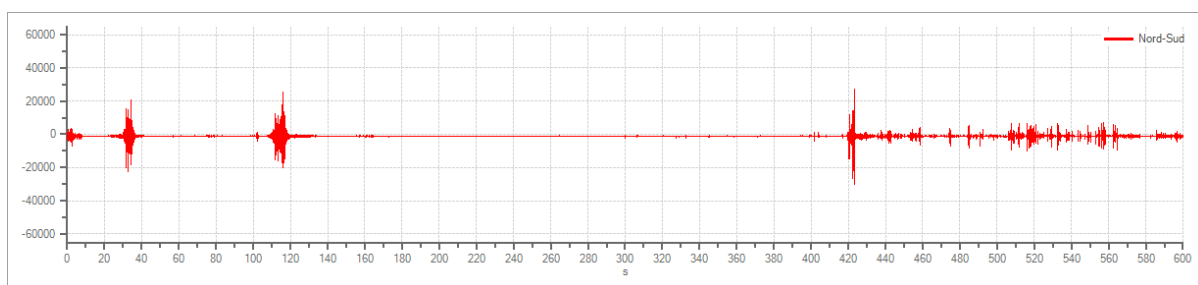
L'ulteriore ipotesi che questo rapporto spettrale possa ritenersi una buona approssimazione dell'ellitticità del modo fondamentale della propagazione delle onde di Rayleigh, permette di confrontare questi due al fine di ottenere una stima del profilo stratigrafico. Tale procedura, detta di inversione, consente di definire il profilo sostanzialmente in termini di spessore e velocità delle onde di taglio. Avendo quindi una stima del profilo della velocità delle onde di taglio, è possibile valutarne il parametro normativo V_{seq} .

Tracce in input

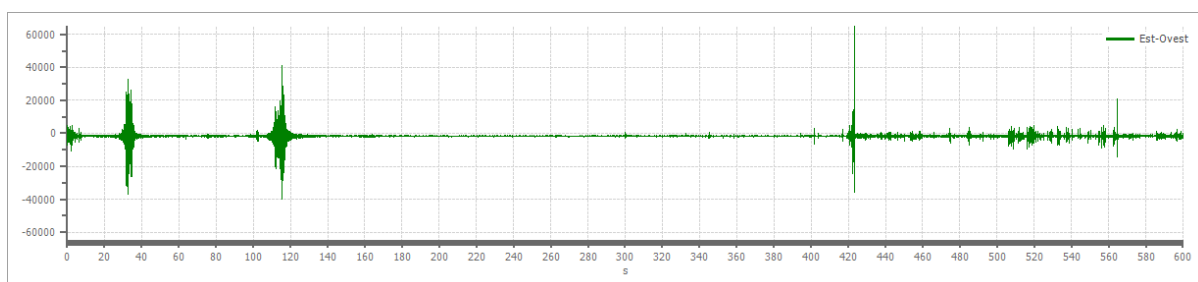
Dati riepilogativi:

Numero tracce: 3
Durata registrazione: 600 s
Frequenza di campionamento: 125.00 Hz
Numero campioni: 75000
Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

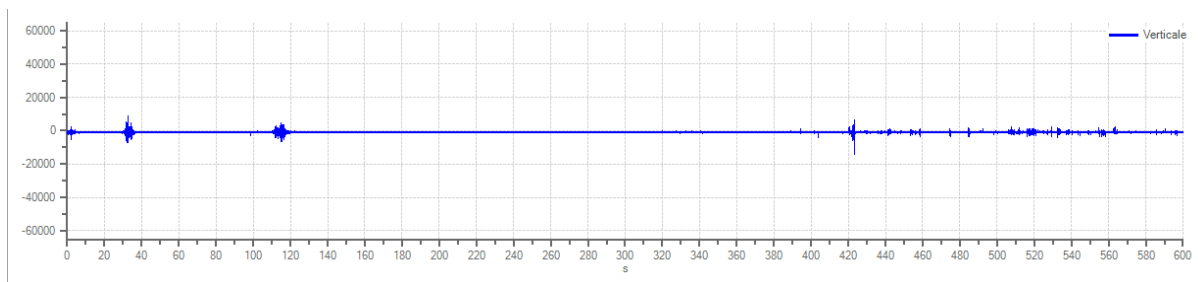
Grafici tracce



Traccia in direzione Nord-Su



Traccia in direzione Est-Oves

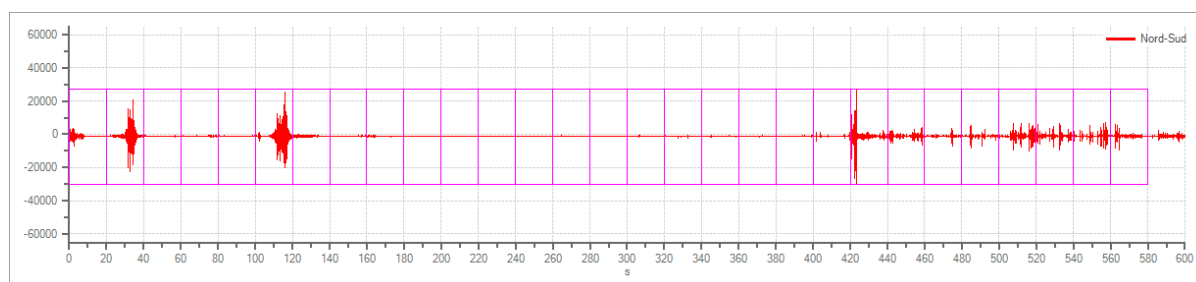


Traccia in direzione Verticale

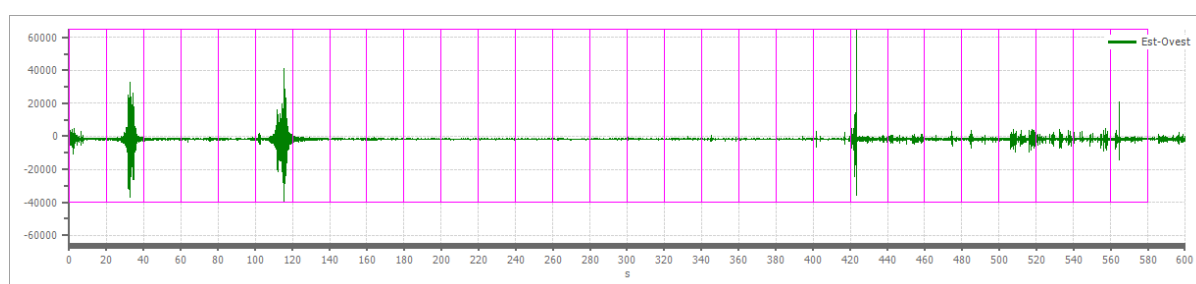
Finestre selezionat

Dati riepilogativi:

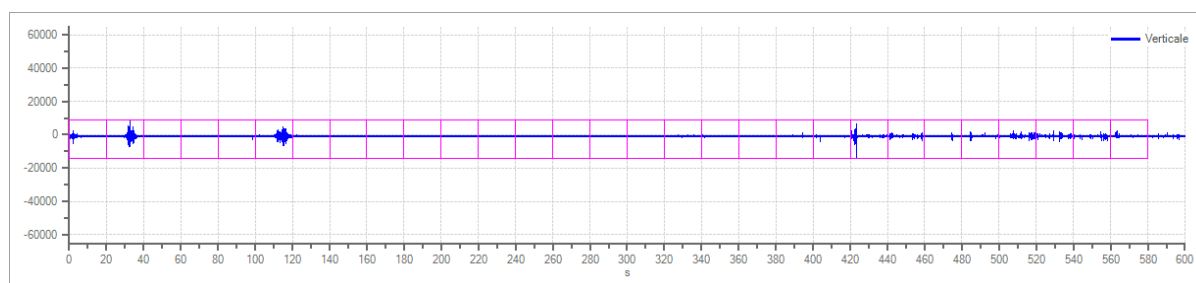
Numero totale finestre selezionate: 29
Numero finestre incluse nel calcolo: 17
Dimensione temporale finestre: 20.000 s
Tipo di lisciamiento: Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamiento: 10.00 %
Coefficiente di banda: 40.00

Grafici tracce con finestre selezionate

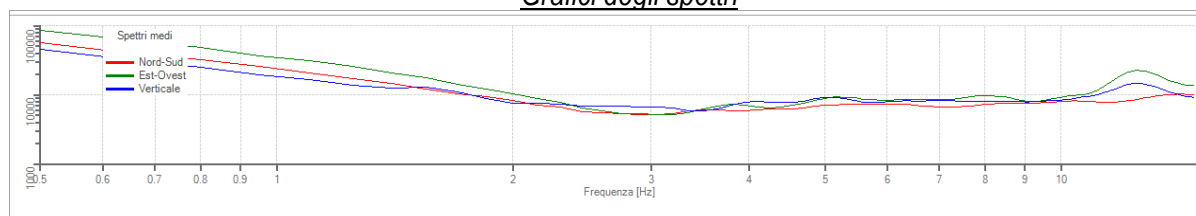
Traccia e finestre selezionate in direzione Nord-Su



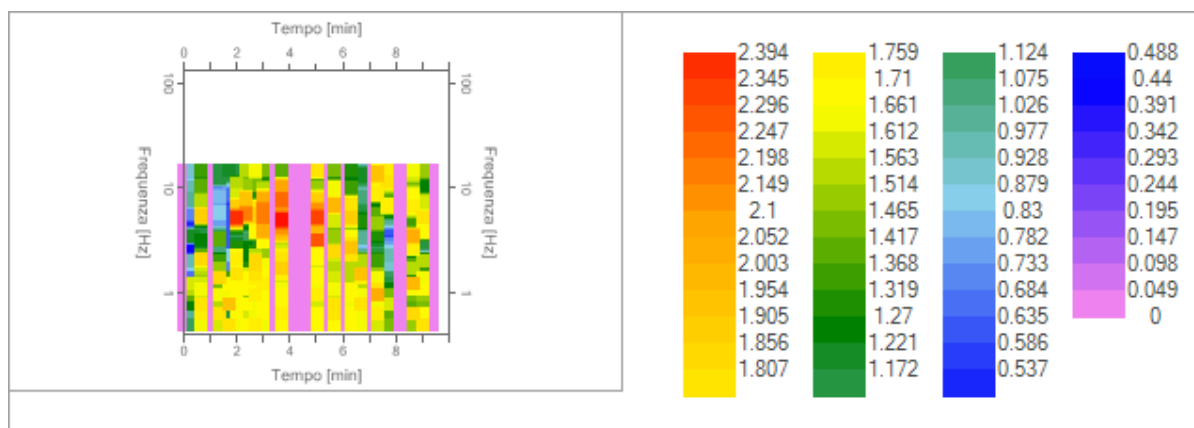
Traccia e finestre selezionate in direzione Est-Oves



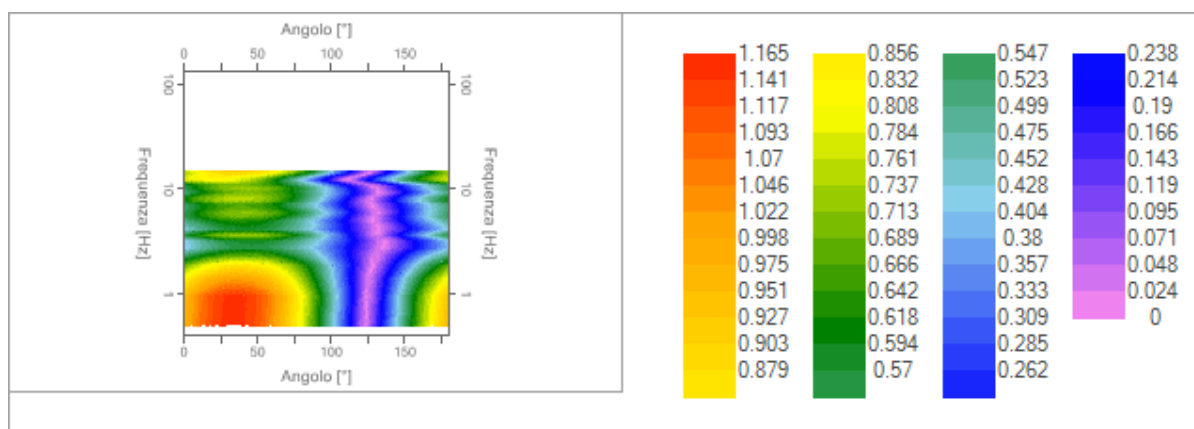
Traccia e finestre selezionate in direzione Vertical

Grafici degli spettri

Spettri medi nelle tre direzioni



Mappa della stazionarietà degli spettri



Mappa della direzionalità degli spettri

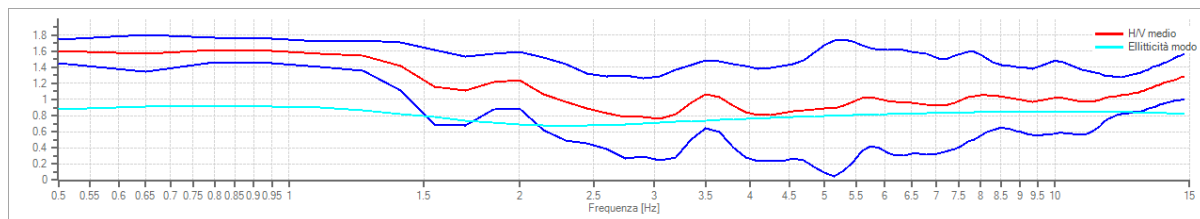
Rapporto spettrale H/V

Dati riepilogativi:

Frequenza massima: 15.00 Hz
 Frequenza minima: 0.50 Hz
 Passo frequenza: 0.15 Hz
 Tipo lisciamento: Konno & Ohmachi
 Percentuale di lisciamento: 10.00 %
 Tipo di somma direzionale: Media aritmetica

Risultati

Frequenza del picco del rapporto H/V: 0.80 Hz \pm 0.10Hz

Grafico rapporto spettrale H/

Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

Verifiche SESAME:

Verifica	Esito
$f_0 > 10/l_w$	Ok
$n_c(f_0) > 200$	Ok
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$	Ok
$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Ok
$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	Ok
$\exists f^+ \in [f_0, 4 \cdot f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	Ok
$A_0 > 2$	Ok
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	Ok
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	Ok
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	Ok

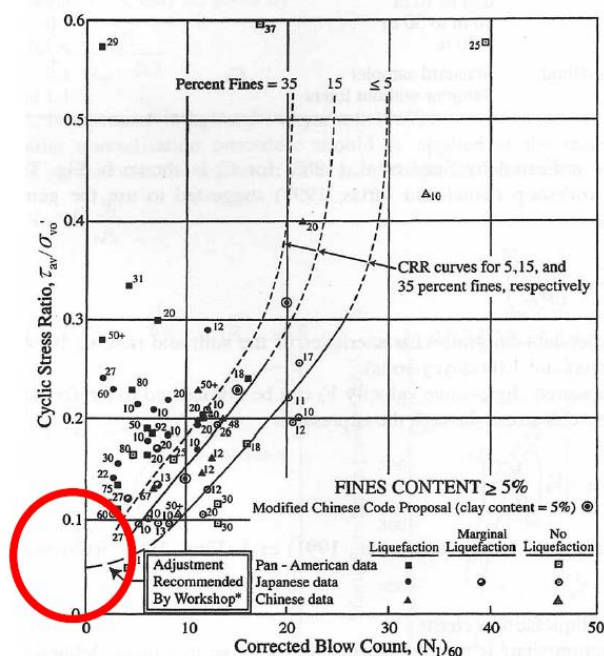
Modello stratigraficoDati riepilogativi:

Numero strati:	3
Frequenza del picco dell'ellitticità:	0.80 Hz
Valore di disadattamento:	-1.00
Valore Vseq:	174.48 m/s

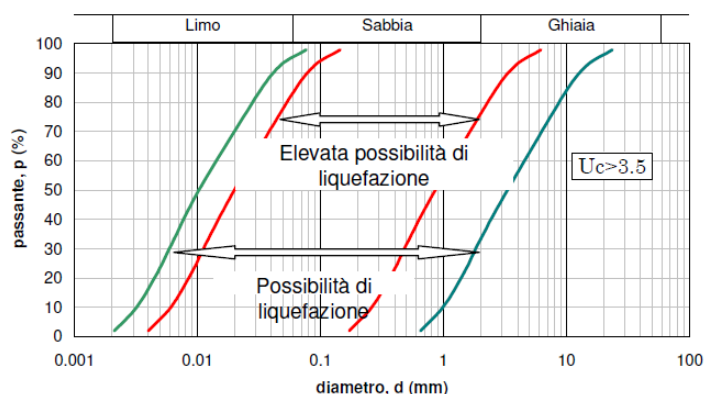
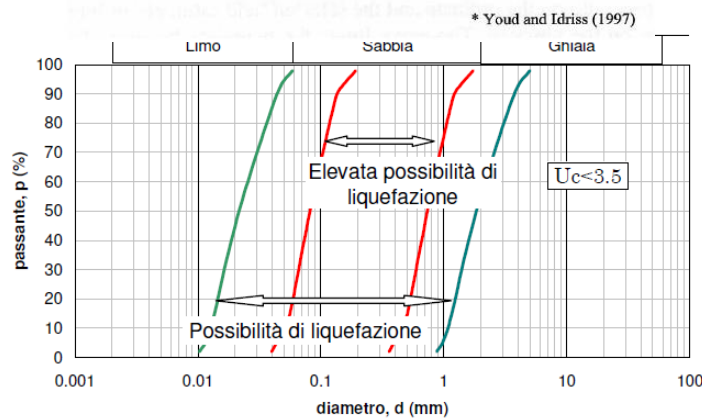
CATEGORIA SOTTOSUOLO: D

6. STIMA DELLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Le indagini geognostiche mostrano che i terreni superficiali incontrati sono prevalentemente coesivi. La falda è stata riscontrata a -2.0m da p.c. attuale. Il paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC afferma che la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:



- Eventi sismici di Magnitudo inferiore a 5;
- Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa;
- 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 coefficienti di uniformità $U_c > 3,5$.



La stima della magnitudo del sisma di progetto è stata fatta mediante l'espressione del GNDT:

$$M = \frac{\log_{10} a_{gbedrock} + 2,544}{0,363}$$

SEED E IDRIS

Il metodo utilizzato dal software Loadcap per la valutazione della liquefacibilità di un terreno sabbioso saturo durante un evento sismico è quello proposto da Seed e Idriss, il più noto e utilizzato dei metodi semplificati.

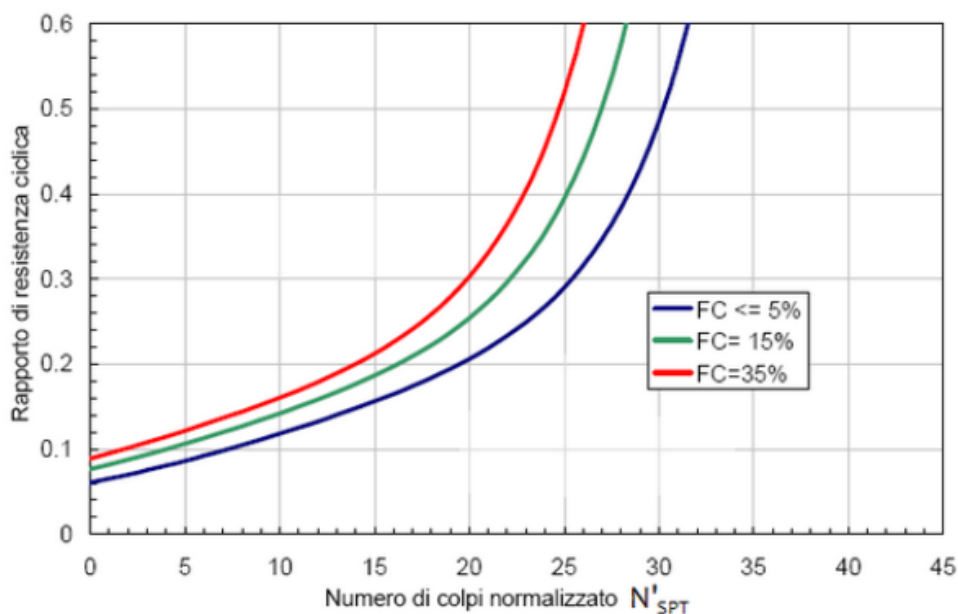
Si basa sul numero di colpi della prova Standard Penetration Test e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici: la granulometria, la densità relativa, il peso di volume.

Con tale metodo il fattore di resistenza alla liquefazione FS viene valutato dal rapporto tra la capacità di resistenza normalizzata (R) e la domanda di resistenza ciclica (T), moltiplicato per un fattore di scala valutato considerando un evento sismico atteso di magnitudo M=6.5 che assume un valore costante pari a 1.19 (condizione peggiore).

La capacità di resistenza normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace iniziale viene espressa dalla seguente relazione:

$$R = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}}$$

e può essere determinata dal grafico rappresentato in figura, funzione di parametri desunti da prove SPT opportunamente corretti e normalizzati.



Correlazione fra capacità di resistenza ciclica e numeri di colpi corretto della prova penetrometrica dinamica (N'_{SPT})

La domanda di resistenza ciclica viene espressa dalla relazione:

$$T = 0.65 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

dove:

g accelerazione di gravità;

σ_v σ'_v rispettivamente la tensione verticale totale e quella efficace alla profondità considerata;

$r_d = 1 - 0.015z$ coefficiente correttivo che tiene conto della deformabilità del terreno al passaggio delle onde sismiche di taglio.

Nell'espressione della domanda di resistenza (T), per tenere conto del carattere sporadico dei picchi di accelerazione, si corregge lo sforzo massimo ciclico indotto dall'evento sismico del 35% ottenendo un valore di "sforzo equivalente uniforme".

Se $F_s > 1.3$ il deposito viene considerato non liquefacibile.

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (kN/m ²)	S'vo (kN/m ²)	T	R	Fs	Condizione:
1	0.80	14.00	27.910	14.977	14.977	0.046	1.333	28.82	Livello non liquefacibile
2	2.00	8.00	12.691	36.441	36.441	0.045	0.153	3.36	Livello non liquefacibile
3	2.40	12.00	18.373	44.163	40.240	0.050	0.238	4.81	Livello non liquefacibile
4	3.80	6.00	8.305	69.442	51.789	0.059	0.120	2.03	Livello non liquefacibile
5	5.00	12.00	15.195	92.434	63.014	0.064	0.178	2.80	Livello non liquefacibile
6	5.80	17.00	20.297	108.253	70.987	0.065	0.307	4.71	Livello non liquefacibile
7	6.80	15.00	16.738	127.827	80.754	0.067	0.201	3.03	Livello non liquefacibile
8	8.20	8.00	8.254	153.729	92.927	0.068	0.120	1.76	Livello non liquefacibile
9	8.60	12.00	12.104	161.362	96.637	0.068	0.148	2.17	Livello non liquefacibile
10	9.60	11.00	10.511	180.354	105.822	0.068	0.136	1.99	Livello non liquefacibile
11	10.40	9.00	8.264	195.283	112.905	0.068	0.120	1.75	Livello non liquefacibile
12	11.20	14.00	12.337	210.755	120.532	0.068	0.150	2.20	Livello non liquefacibile
13	11.80	6.00	5.159	221.354	125.247	0.068	0.094	1.39	Livello non liquefacibile
14	12.80	11.00	9.035	240.234	134.320	0.068	0.125	1.86	Livello non liquefacibile
15	13.60	20.00	15.795	256.213	142.454	0.067	0.186	2.78	Livello non liquefacibile
16	15.00	27.00	19.904	284.990	157.501	0.066	0.290	4.42	Livello non liquefacibile

7. COMPATIBILITA' GEOLOGICA

Le indagini eseguite hanno permesso di delineare in modo specifico la conoscenza del territorio e dell'ambiente superficiale e sotterraneo, permettendo la formulazione di un esaustivo quadro conoscitivo.

Le considerazioni finali sono le seguenti:

1. La natura dei terreni è prevalentemente a tessitura argilloso-limosa con permeabilità medio/bassa;
2. Le caratteristiche geotecniche risultano discrete e la portanza allo SLU risulta pari a **1.3Kg/cmq**; **il valore va sempre confrontato con i cedimenti indotti che risultano ammissibili per un carico di esercizio (SLE) di 0.4Kg/cmq.**
3. la profondità media della falda si attesta a -2.0m da p.c.;

Date le considerazioni soprascritte si esprime un parere positivo di compatibilità all'intervento sotto l'aspetto geologico, geomorfologico ed idrogeologico a condizione che il progettista ne tenga presente nella progettazione esecutiva.

8. CONCLUSIONI E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

sismicità

Il sito investigato è inserito in Classe 3 e in Categoria D secondo quanto prescritto dall'O.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e NTC2018 e smi.

Capacità portante

Si considera una fondazione di tipo a platea per le cabine ed inverter e pali metallici infissi nel terreno fino a -1.5/-1.8m da p.c. per la struttura porta moduli fotovoltaici; Le tensioni indotte dal carico dell'opera interessano prevalentemente i terreni di natura coesiva. In accordo con quanto previsto dalle NTC 2018, le verifiche sono state condotte secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3); **i cedimenti risultano ammissibili e contenuti per un carico di esercizio (SLE) di 0.4Kg/cm².**

Accorgimenti

La profondità di falda freatica, rilevata nel foro delle prove penetrometriche al termine delle stesse, è di -2.0-2.2m da p.c.; si stima una profondità media di circa -2.0m da p.c.; l'oscillazione stagionale è piuttosto limitata (0.4/0.6m) e non rapida visto che i terreni presenti a quelle quote sono caratterizzati da valori di permeabilità medio-bassi;

novembre 2024

dott. geol. Paolo Chiarion



9. ALLEGATI

- planimetria generale

- Prova penetrometrica statica
 - Letture di campagna, valori di resistenza
 - Grafico valori di resistenza
 - Parametri geotecnici

PLANIMETRIA GENERALE CON UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE e SISMICHE

