

RELAZIONE GEOLOGICA

PER L'AMPLIAMENTO DI UN FABBRICATO
NON RESIDENZIALE ATTO ALLA FORMAZIONE DI PERSONALE
DI CUI ALL'ATTIVITA'
DELLA FONDAZIONE FORNINO - VALMORI ONLUS
SITO IN VIA TRO' MELDOLA
IN COMUNE DI BERTINORO

Committente: Fondazione Fornino - Valmori ONLUS

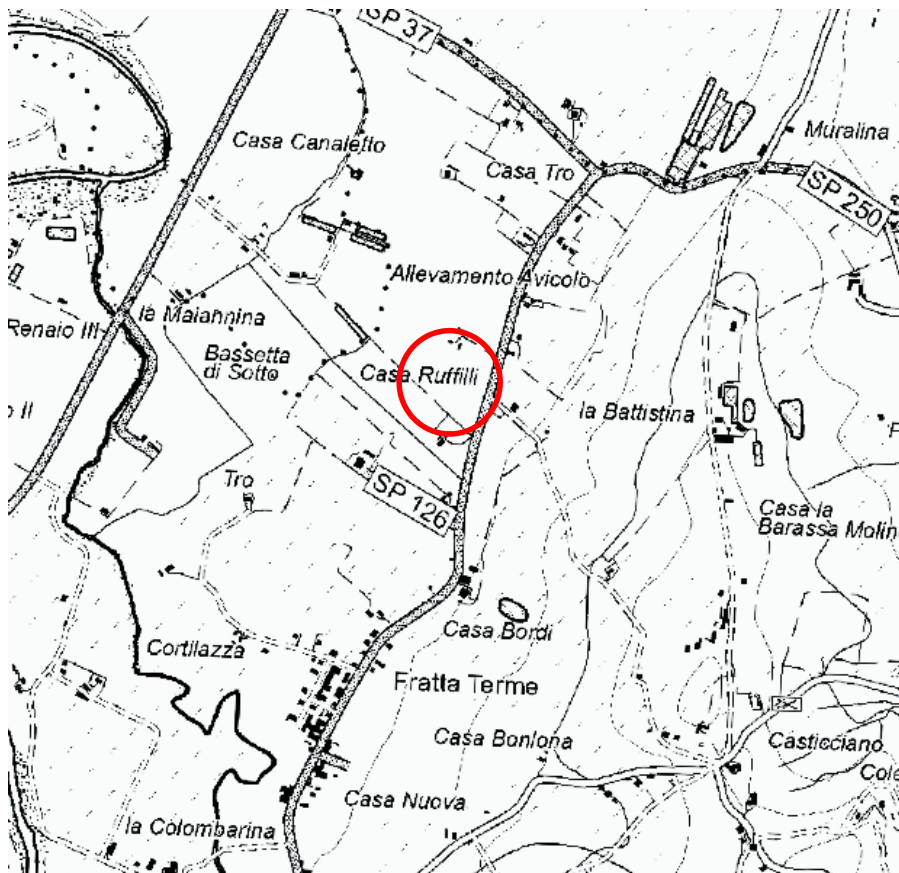
Forlimpopoli, 31 gennaio 2025

Federica Villa Geologa
Via Oberdan n.39 - 47034 Forlimpopoli (FC)
Tel 3387122230
C.F. VLLFRC71M68D705E P.I. 03145580407
Pec: federicavilla@pec.epap.it
Mail : Federica-Villa@libero.it

RELAZIONE GEOLOGICA
PER L'AMPLAMENTO DI UN FABBRICATO NON RESIDENZIALE
ATTO ALLA FORMAZIONE DEL PERSONALE DI CUI ALL'ATTIVITA'
DELLA FONDAZIONE FORNINO- VALMORI ONLUS
SITO VIA TRO' MELDOLA
IN COMUNE DI BERTINORO

PREMESSA

La presente relazione geologica è stata commissionata alla scrivente allo scopo di verificare le condizioni idrogeologiche e l'idoneità di un'area dal punto di vista geologico, nella quale si dovrà ampliare un edificio adibito alla formazione del personale sito in Via Trò Meldola, in Comune di Bertinoro.



Geograficamente l'area è rintracciabile nel foglio n. 255.020 della C.T.R. dell'Emilia Romagna.

Alla presente relazione sono allegati:

- planimetria area d'intervento con ubicazione prove a scala 1:500
- grafici penetrometrici statici

L'indagine è stata così articolata:

- sopralluogo con annotazione dati
- esecuzione di n. 2 prove penetrometriche statiche
- esecuzione di n. 1 rilievo sismico con tromografo
- elaborazione dati.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Relativamente alla parte geologica, si fa riferimento alle seguenti normative:

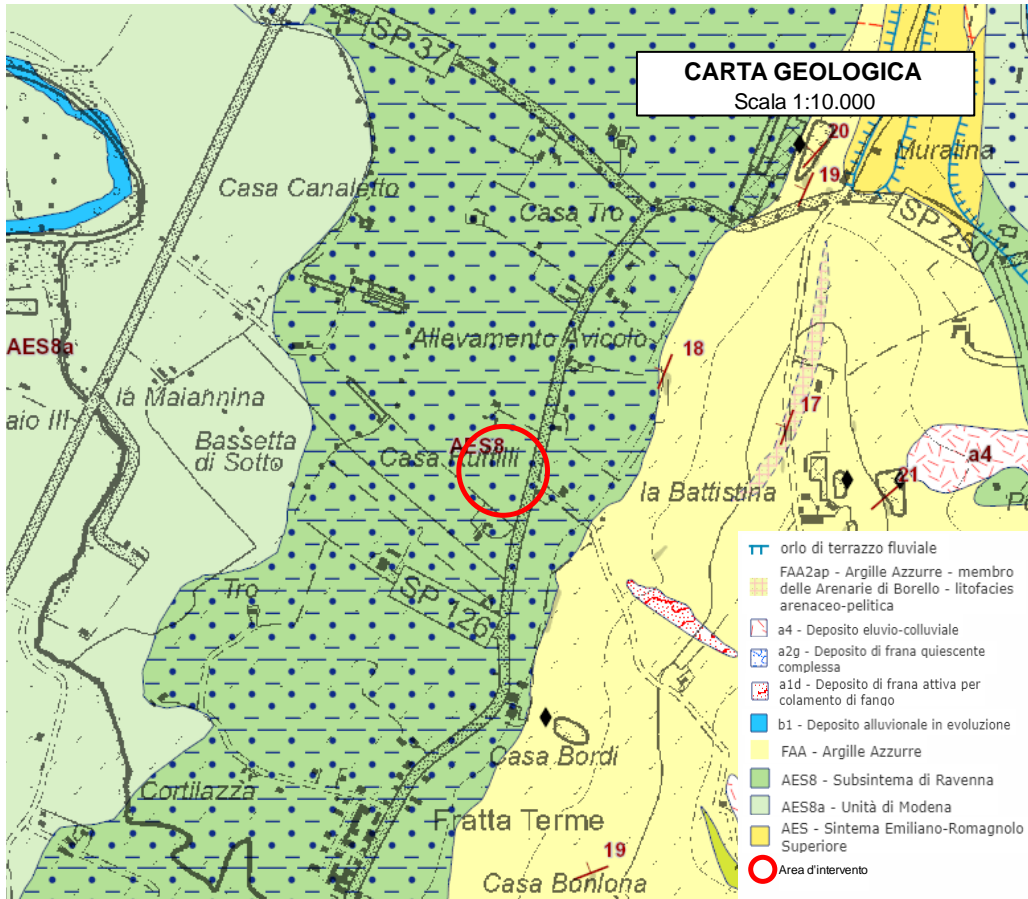
- Decreto Ministeriale 17.01.2018 e successiva circolare esplicativa
- Decreto Ministeriale 14.01.2008
- DGR 630/2019 e successivo DGR 476/2021 e DGR n. 564/2021
- Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- Eurocodice 8 (1998); Eurocodice 7.1 (1997); Eurocodice 7.2 (2002); Eurocodice 7.3 (2002)
- Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Progettazione geotecnica – Parte I : Rei- UNI
- Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI

MORFOLOGIA E GEOLOGIA DEL TERRITORIO

La zona qui studiata è posta a circa 43 m s.l.m., morfologicamente si presenta pianeggiante è delimitata su tutti i lati da confini di proprietà e risulta più bassa del piano stradale di Via Trò Meldola di circa 3,0 m.

Geologicamente l'area è formata da terreni denominati AES8 che sono costituiti da depositi fluviali di rotta arginale. Infatti la pianura alluvionale è un ambiente sedimentario in cui la sedimentazione è stata controllata dalle correnti fluviali. I sedimenti sono costituiti prevalentemente da argilla da plastica a molto compatta intercalata ad argille sabbioso - limose e a terre limo sabbiose.

Alla profondità minima di 9,4 m si è incontrata lo strato di ghiaia che ha uno spessore minimo di circa 2,0 m.



La stratigrafia ricavata dalle prove penetrometriche eseguite è così schematizzabile:

Prova 1

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	1.00	Argille organiche e terreni misti
1.00	2.80	Argilla inorganica compatta
2.80	4.20	Argille sabbiose e limose
4.20	5.20	Argilla inorganica molto compatta
5.20	5.80	Argilla inorganica compatta
5.80	7.80	Argilla inorganica di media consistenza
7.80	9.60	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
9.60	10.20	Ghiaia



Prova 2

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	1.00	Argille organiche e terreni misti
1.00	2.40	Argilla inorganica compatta
2.40	4.80	Argille sabbiose e limose
4.80	5.80	Argilla inorganica molto compatta
5.80	8.60	Argilla inorganica mediamente compatta
8.60	9.40	Argille sabbiose e limose
9.40	10.20	Ghiaia



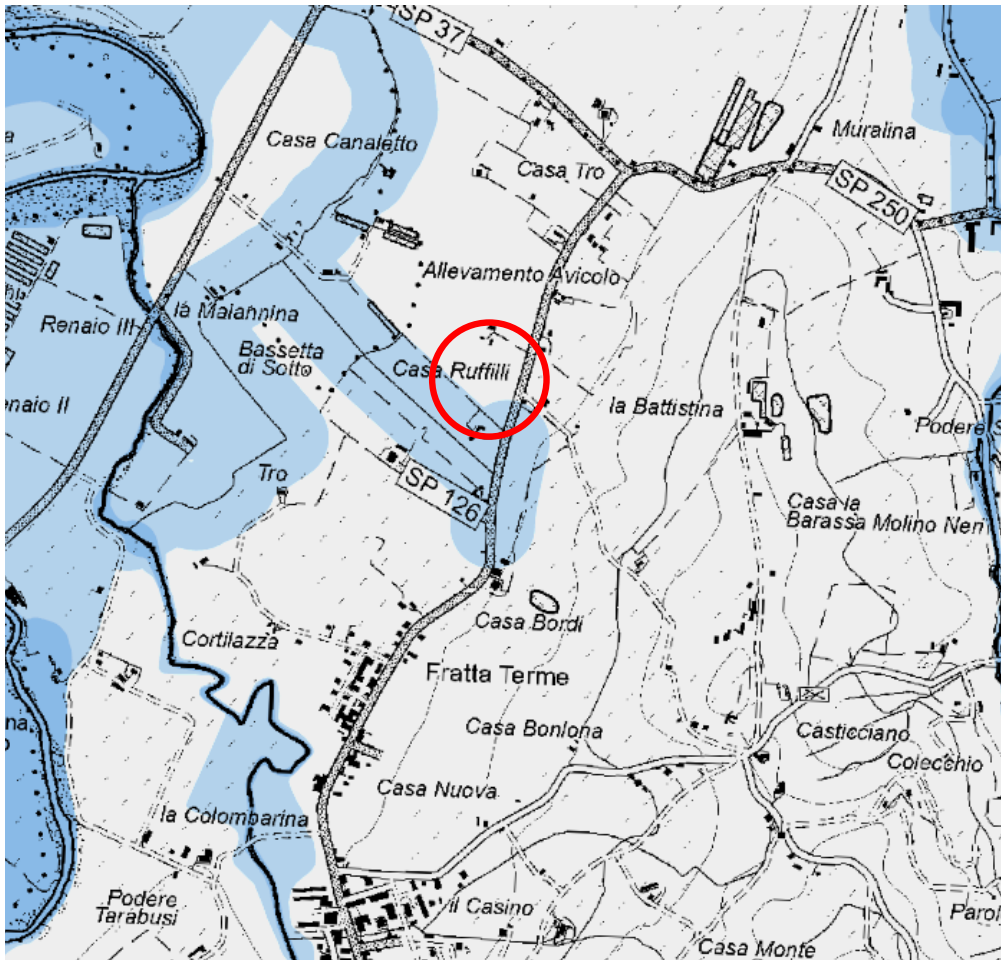
La falda è stata misurata nei due fori di prova a profondità rispettivamente di 7,20 m e 7,25 m dal piano campagna attuale.

IDROLOGIA E RISCHIO IDRAULICO

Il corso d'acqua principale è il Fiume Ronco che scorre nel suo punto più vicino a circa 920 m a nord ovest dell'area.

La Carta della Direttiva alluvioni mostra che l'area NON rientra negli scenari di aree allagabili.

**Direttiva Europea 2007/60/CE relativa alla
valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni
Mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti
(art. 6 della Direttiva 2007/60/CE e art. 6 del D.Lgs. 49/2010)**



Direttiva Alluvioni 2022

Mappe_della_pericolosita_Vestizione_per_UoM_2022

PUOM_Bacini_regionali_romagnoli_ITR081_2022

PUOM_Reticolo_Principale_ITR081_2022

PUOM_Alluvioni_frequenti_H_P3_ITR081FHMHRPRER_2022



PUOM_Alluvioni_poco_frequenti_M_P2_ITR081FHMMRPRER_2022



PUOM_Reticolo_Secondario_di_Pianura_ITR081_2022

PUOM_Alluvioni_frequenti_H_P3_ITR081FHMHRSPRER_2022



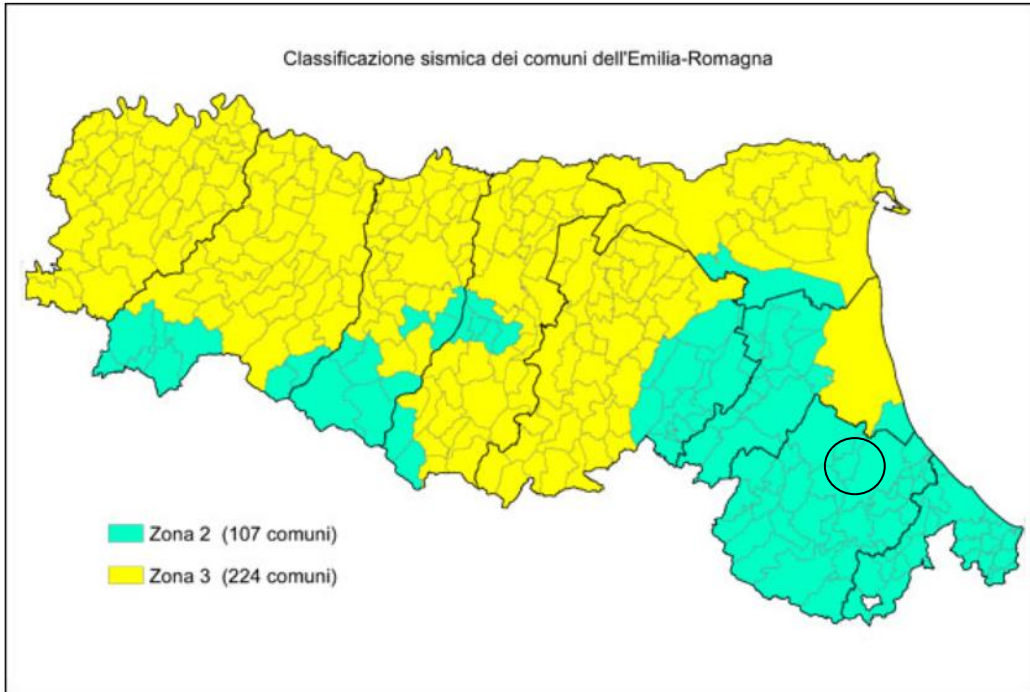
PUOM_Alluvioni_poco_frequenti_M_P2_ITR081FHMMRSPRER_2022



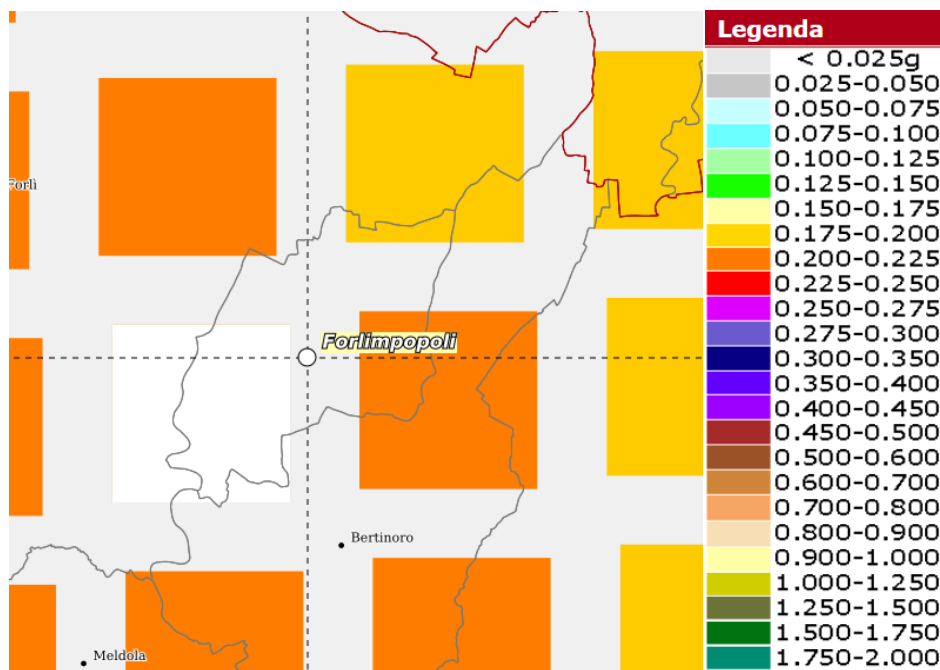
Le acque superficiali sono regimate dalla fognatura e dai fossi dei campi.

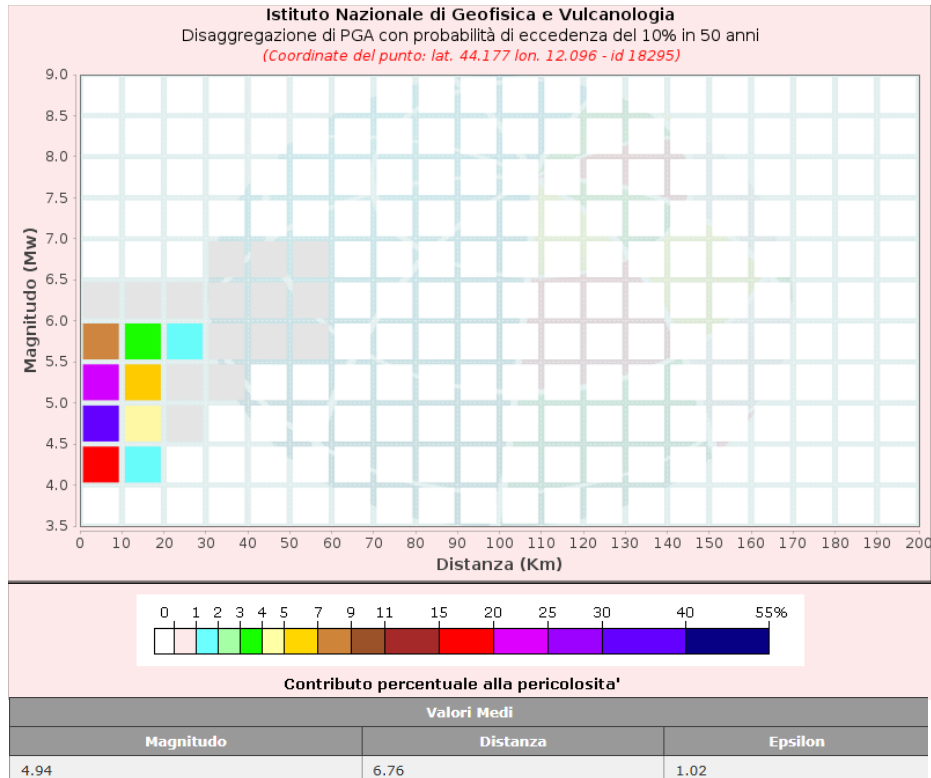
ANALISI SISMICA

Il Comune di Bertinoro è inserito nei comuni di 2^a zona sismica con valore di accelerazione sismica al substrato pari a 0.206 g.



L'INGV fornisce un grafico del potenziale di pericolosità sismica da cui ricavare i parametri principali dei terremoti per l'area posta a est dell'abitato di Bertinoro.





INDAGINE SISMICA – HVSR

Nell'area è stato condotto il rilievo dei microtremori con il tromografo digitale "Tromino", per verificare le caratteristiche sismiche e stratigrafiche del terreno.

Lo strumento utilizzato registra il rumore sismico ambientale presente nella superficie terrestre e generato da fenomeni atmosferici, dall'attività antropica e dall'attività dinamica terrestre.

I microtremori sono rappresentati da oscillazioni molto piccole (accelerazioni dell'ordine di 10^{-15} m/s^2), che, attraversando strati con caratteristiche differenti (in termini di densità e velocità di propagazione delle onde), subiscono fenomeni di rifrazione, riflessione, attenuazione e altri.

Questi fenomeni sono tali per cui un'onda che viaggia all'interno di un mezzo e viene riflessa da una superficie di discontinuità interferisce con le onde incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime quando la lunghezza d'onda incidente λ è pari a 4 volte lo spessore h dello strato (condizione di risonanza):

Relativamente alle onde S:

$$f_r = \frac{V_{s1}}{4h}$$

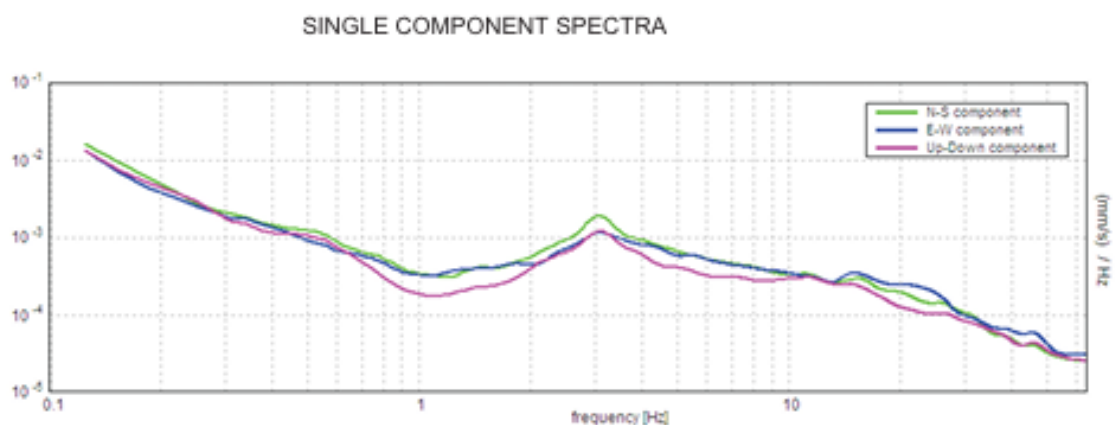
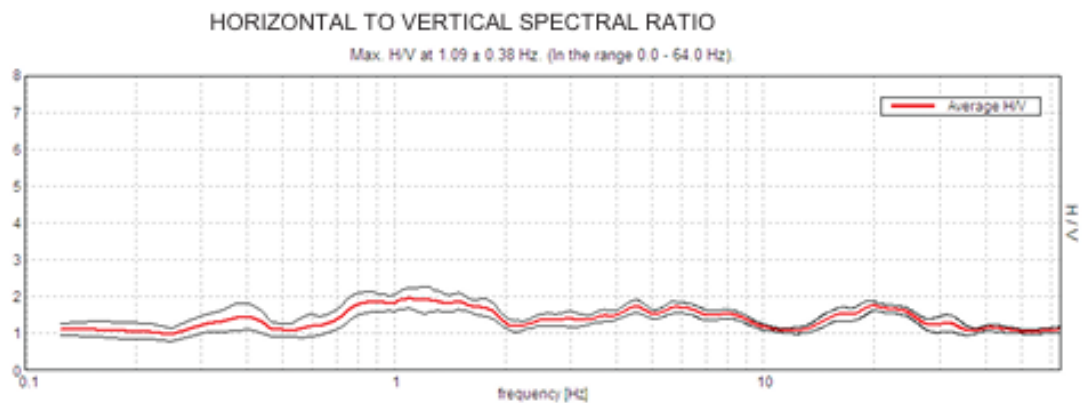
f_r rappresenta la frequenza fondamentale dello strato, ossia la frequenza cui corrispondono le maggiori accelerazioni sismiche.

Utilizzando la formula sopra esposta si evince che conoscendo la profondità di una discontinuità (trovata nelle prove penetrometriche) e la frequenza fondamentale del terreno in superficie (fornita dal tomografo) è possibile risalire alla velocità delle onde S del terreno.

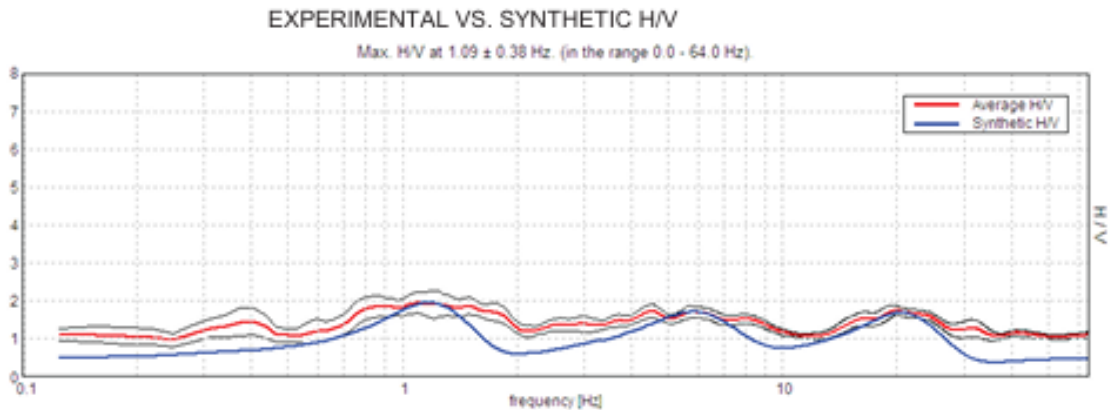
Una volta ricavato il valore di V_s , è possibile ricostruire la stratigrafia dell'area e l'andamento delle discontinuità, se presenti.

La tecnica HVSR consiste nella valutazione dei rapporti spettrali tra le componenti orizzontali e verticali del moto ed è in grado di fornire in buona approssimazione il contenuto in frequenza del segnale dei microtremori.

Si riportano di seguito i grafici ottenuti nel punto di rilievo:



Tramite un processo di inversione dei dati, conoscendo almeno la profondità di una discontinuità, è possibile ricavare la curva sintetica (blu), da cui poi ricavare la V_{s30}



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
1.60	1.6	135
11.6	10.0	280
101.6	90.0	490
inf.	inf.	940

$$V_s(0.0-30.0) = 345 \text{ m/s}$$

Dal rilievo con tromografo si evince che il terreno di studio ricade in **classe C**.

ELEMENTI DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA

L'attuale normativa in materia sismica impone un approccio più attento relativamente alle azioni indotte da eventi sismici di particolare entità, agenti sulla struttura degli edifici.

Le varie tipologie di sottosuolo sono discriminate sulla base delle velocità di propagazione delle onde S e sono state raggruppate in 5 categorie.

Il valore indicativo di tali velocità è definito dalla media pesata su uno spessore di 30 m delle velocità misurate $v_{s,30}$. In alternativa si utilizzano dei parametri corrispondenti, meno significativi, rappresentati dal valore della coesione non drenata c_u o del numero di colpi *NSPT*. Qui di seguito è mostrata la tabella di identificazione dei tipi di sottosuolo:

	Descrizione del profilo stratigrafico	V_{s30} (m/s)	NSPT	C_u (kPa)
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> Caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m	> 800	-	-
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> Con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s	360 – 800	> 50	> 250
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un	< 180	< 15	< 70

	miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s			
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m			

CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

La normativa prevede le seguenti categorie topografiche

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

LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE

La liquefazione delle sabbie è un processo che può avvenire durante un evento sismico: essa nasce dall'incremento della pressione dell'acqua interstiziale (u) durante sollecitazioni di tipo ciclico.

Se tale aumento è tale da eguagliare la pressione litostatica totale (σ), si ha l'annullamento della resistenza al taglio (τ), secondo la seguente relazione:

$$\tau = (\sigma - u)tg\phi$$

La probabilità che si manifestino fenomeni di **liquefazione è bassa o nulla** se è verificata almeno una delle seguenti condizioni:

1. Magnitudo attesa inferiore a 5;
2. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field minore di 0.1g;
3. Terreni sabbiosi con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:

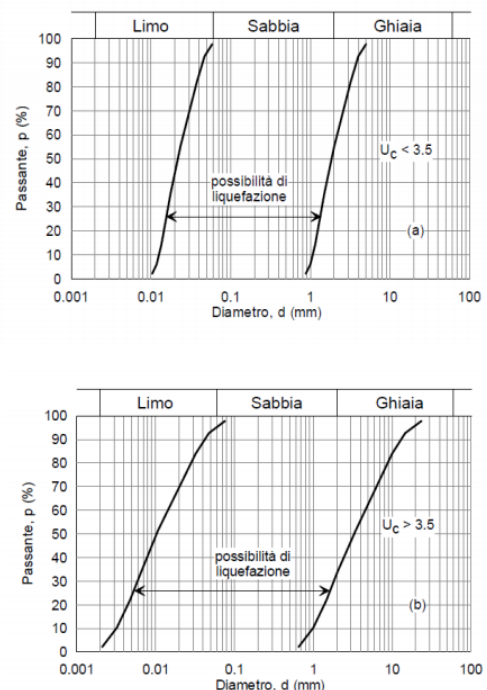


Figura 1 - Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità a liquefazione di terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa (b) (AGI, 2005)

- frazione di fine1 , FC, superiore al 20%, con indice di plasticità IP>10%;
 - FC ≥ 35% e resistenza (N1)60>20 oppure qc1N>120 oppure VS1>200 m/s;
 - FC ≤ 5% e resistenza (N1)60>30 oppure qc1N>160 oppure VS1>220 m/s
- (N1)60, qc1N, VS1 sono i valori normalizzati dell'indice NSPT della Standard Penetration Test, della resistenza di punta qc della prova CPT e della velocità di propagazione delle onde di taglio da prove geofisiche. In prima approssimazione tali valori possono essere calcolati con le seguenti equazioni:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{p_a} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

$$V_{S1} = V_S \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

essendo p_a la pressione atmosferica e σ'_{v0} la pressione efficace litostatica verticale.

4. Distribuzione granulometrica esterna per oltre il 50% al fuso indicato in Figura 1a nel caso di materiale con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 1b per coefficienti di uniformità $U_c > 3.5$.
5. Profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna.

Per valutare il pericolo di liquefazione è stato adottato il metodo di Robertson e Wride (1998), che parte dai risultati delle prove CPT, per giungere a un fattore di sicurezza, ed un indice di liquefazione associato al rischio.

Metodi di calcolo

Il metodo utilizzato si basa sulle seguenti equazioni principali:

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

- dove
- CRR = resistenza ciclica del terreno
 - CSR = sforzo di taglio ciclico indotto dal sisma
 - MSF = fattore di scala della magnitudo

$$\text{CRR} = 0,883 \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} + 0,05 \quad \text{per } (q_{c1N})_{cs} < 50$$

$$\text{CRR} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08 \quad \text{per } 50 < (q_{c1N})_{cs} < 160$$

dove $(q_{c1N})_{cs}$ è la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente

$$\text{CSR} = 0,65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0'}} r_d$$

dove a_{\max} è l'accelerazione massima orizzontale di progetto

g è la forza di gravità ($980,7 \text{ cm/s}^2$)

σ_{v0} e σ_{v0}' sono le pressioni verticali totali ed efficaci alla prof. Z

r_d è un coefficiente funzione della profondità

Una volta ottenuto il valore del fattore di sicurezza FSL, si calcola l'indice del potenziale di

$$P_L = \int_0^{z_{\text{crit}}} F(z) w(z) dz$$

liquefazione P_L (Iwasaki et al, 1978):

dove

$F(z)$ è una funzione dipendente dal FSL

$w(z)$ è una funzione decrescente con la profondità

Risultati

Poiché l'area di studio ricade nella classe C, per il calcolo dell'azione sismica si considera un'accelerazione pari a:

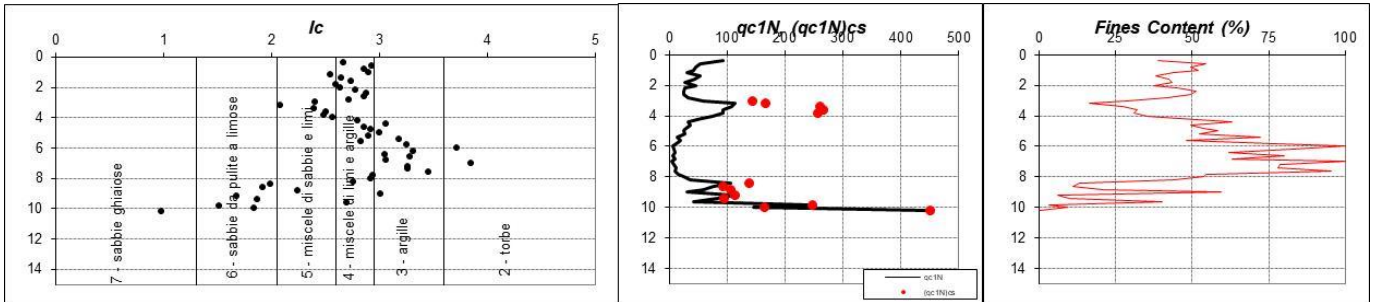
$$S \times a_g = 1,40 \times 0,206 = 0,288 \text{ g}$$

Inserendo i valori estratti dalla prova CPT, Robertson e Wride propongono una distinzione granulometrica sulla base di un Indice del tipo di terreno I_c .

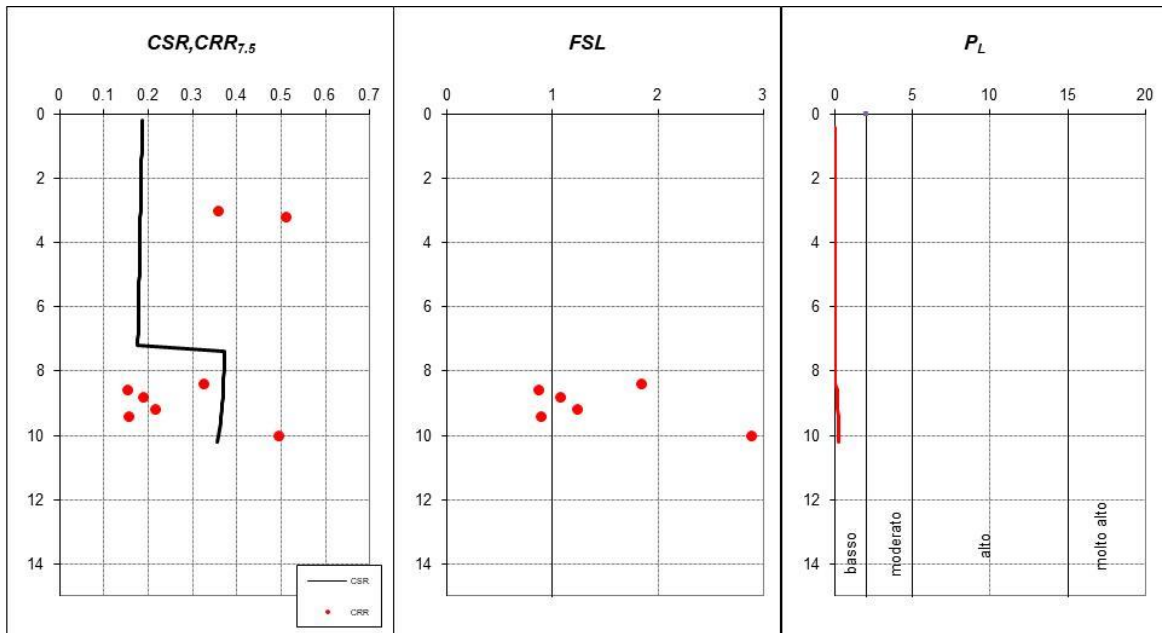
In seguito si calcola il valore di resistenza alla punta normalizzata q_{c1N} e corretta per il contenuto di fini $(q_{c1N})_{cs}$ ed infine il contenuto di frazione fine (%).

Qui di seguito si illustrano tre grafici in cui sono plottati i tre parametri sopra indicati:

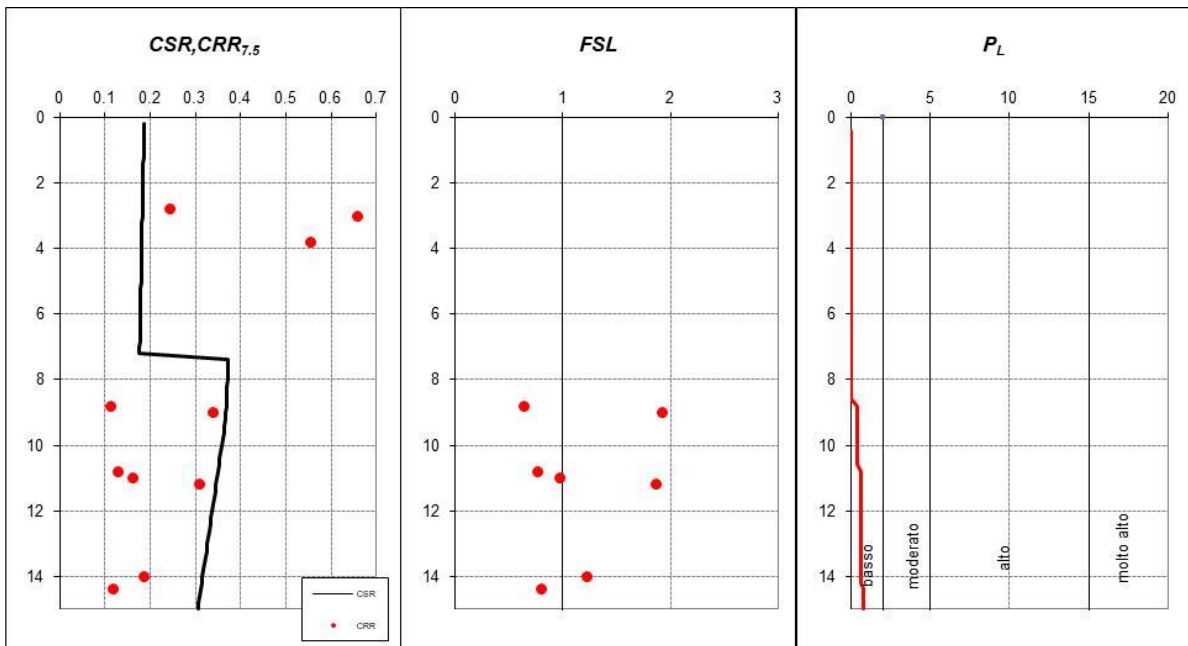
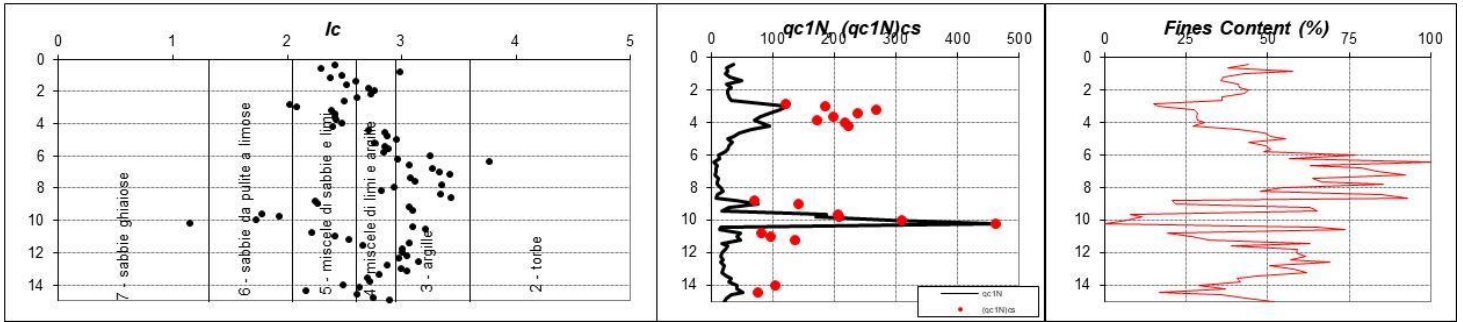
Prova 1



Qui di seguito sono poi illustrati il confronto tra i valori di *CRR* e *CSR*, il fattore di sicurezza *FSL*, corretto per una magnitudo realistica per l'area di studio (6) ed il valore di *P_L*, indice del potenziale di liquefazione.



Prova 2



Come è evidente ci sono strati che presentano un fattore di sicurezza inferiori a 1, il che si traduce in un valore massimo di P_L pari a 0.77 (prova 2), ad indicare come il rischio di liquefazione sia basso.

MICROZONAZIONE SISMICA

Da quanto si può desumere dai paragrafi precedenti l'area di studio non ricade nelle seguenti categorie:

- Aree soggette a liquefazione e densificazione;
- Aree instabili o potenzialmente instabili;
- Aree in cui le coperture hanno spessore fortemente variabile;
- Aree in cui è prevista la realizzazione di opere a rilevante interesse pubblico

Non si rende quindi necessario un approfondimento delle indagini ai fini della microzonazione sismica e dell'analisi della risposta sismica locale.

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT (CONE PENETRATION TEST)

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 $\varnothing = 35,7 \text{ mm}$
- area di punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo di apertura del cono $\alpha = 60^\circ$
- superficie laterale del manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$

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

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 (qualora presente) o sui manometri.

Le letture di campagna (che possono essere rilevate dal sistema di acquisizione sia in Kg che 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 20 cm 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 **Qi** (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. L'utilizzo dei dati dovrà comunque essere trattato con spirito critico e possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

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:

- **Qc (RP)** = $(LP \times Ct) / 10 \text{ cm}^2$ **Resistenza alla punta**
- **QI (RL) (fs)** = $[(LT - LP) \times Ct] / 150 \text{ cm}^2$ **Resistenza laterale**
- Qc (RP) = Lettura alla punta LP x Costante di Trasformazione Ct / Superficie Punta Ap
- QI (RL) (fs) = Lettura laterale LT- Lettura alla punta LP x Costante di Trasformazione Ct / Am area del manicotto di frizione

N.B.

- Ap = 10 cm^2 e Am = 150 cm^2
- la resistenza laterale viene conteggiata **20 cm sotto** (alla quota della prima lettura della punta)

CORRELAZIONI

Scegliendo il tipo di interpretazione litologica (consigliata o meno a seconda del tipo di penetrometro utilizzato) si ha in automatico la stratigrafia con il passo dello strumento ed interpolazione automatica degli strati. Il programma esegue inoltre il grafico (per i vari autori) Profondità/Valutazioni litologiche, per visualizzare in maniera diretta l'andamento delle litologie presenti lungo la verticale indagata.

INTERPRETAZIONI LITOLOGICHE (Autori di riferimento)

Schmertmann1978 (consigliato per CPT)

L'utilizzo della stratigrafia dovrà comunque essere trattato con spirito critico e possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

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.

TERRENI INCOERENTI

Angolo di Attrito (Caquot) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Densità relativa (%) (Jamiołkowski 1985)

Modulo di Young (ISOPT-1 1988) Ey (50) - per sabbie OC sovraconsolidate e SC

Modulo Edometrico (Mitchell & Gardner 1975) – valido per sabbie

Peso di Volume Gamma

Peso di Volume Gamma (Meyerhof) -

Peso di Volume Gamma saturo (Meyerhof) -

Modulo di deformazione di taglio Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per **sabbie** e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Fattori di compressibilità

Ramo di carico C (autori vari)

Ramo di carico medio Crm (autori vari)

OCR - Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)

MODULO DI REAZIONE K_0 (Kulhawy Maine, 1990).
CORRELAZIONE NSPT Meardi – Meigh 1972

TERRENI COESIVI

Coesione Non Drenata

Coesione Non Drenata (Baligh ed altri 1976-1980) in tale elaborazione occorre inserire il valore di N_k (generalmente 20)

Modulo Edometrico-Confinato Metodo generale del modulo edometrico.

Peso di Volume Gamma

Peso di Volume terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)

Peso di Volume saturo terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)

Modulo di deformazione di taglio Imai & Tonouchi (1982)

OCR Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)

Permeabilità Coefficiente di Permeabilità K (Piacentini-Righi, 1988) .

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI - prova 1

Nr:	Numero progressivo strato	OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Prof:	Profondità strato (m)	Puv:	Peso unità di volume (t/m ³)
Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente	PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Dr:	Densità relativa (%)
Eu:	Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm ²)	Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Ey:	Modulo di Young (Kg/cm ²)
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)	Vs:	Velocità onde di taglio (m/s)

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	1.00	C	0.3	211.4	30.5	81.4	>9	1.8	1.8	--	--	--	136.26
2	2.80	C	0.7	515.4	48.4	141.1	>9	1.9	2.0	--	--	--	197.67
3	4.20	C	3.2	2367.8	127.7	354.9	>9	2.2	2.2	--	--	--	287.18
4	5.20	C	1.4	996.3	55.0	212.2	>9	2.0	2.1	--	--	--	259.15
5	5.80	C	0.8	564.5	47.9	153.3	4.8	1.9	2.0	--	--	--	241.16
6	7.80	C	0.5	306.1	42.5	110.9	2.3	1.8	1.9	--	--	--	225.97
7	9.60	CI	2.7	1939.5	106.5	317.7	<0.5	2.1	2.2	39.8	33.0	0.0	350.69
8	10.20	I	--	--	392.6	840.4	1.0	1.9	2.2	92.7	40.9	0.0	527.83

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI - prova 2

Nr:	Numero progressivo strato	OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Prof:	Profondità strato (m)	Puv:	Peso unità di volume (t/m ³)
Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente	PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Dr:	Densità relativa (%)
Eu:	Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm ²)	Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Ey:	Modulo di Young (Kg/cm ²)
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)	Vs:	Velocità onde di taglio (m/s)

Nr.Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	1.00	C	0.3	241.6	33.6	88.2	>9	1.8	1.9	--	--	-- 138.38
2	2.40	C	0.6	455.1	47.3	130.8	>9	1.9	2.0	--	--	-- 189.03
3	4.80	C	2.9	2135.2	115.3	333.4	>9	2.1	2.2	--	--	-- 282.69
4	5.80	C	1.4	1032.8	57.2	217.3	>9	2.0	2.1	--	--	-- 265.57
5	8.60	C	0.5	335.2	44.3	116.8	1.8	1.8	1.9	--	--	-- 231.28
6	9.40	C	1.8	1256.0	70.1	246.1	7.9	2.1	2.1	--	--	-- 293.33
7	10.20	I	--	--	386.5	832.4	1.0	1.9	2.2	92.4	40.9	0.0 524.92

CALCOLO DEI VALORI CARATTERISTICI DEI TERRENI

Il calcolo dei valori caratteristici è stato eseguito utilizzando il software CVSOIL. Le seguenti tabelle riassumono i dati ottenuti che saranno poi utilizzati nel calcolo della portanza e dei cedimenti.

Prova 1

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	--	16.86	1677.04	14.09	14.87
2	32.89	62.96	4373.23	18.33	19.34
3	36.53	263.90	10195.27	17.59	20.56
4	31.15	125.26	4407.98	18.67	20.49
5	29.57	59.72	3529.04	17.75	19.11
6	28.70	40.42	3936.56	17.43	18.48
7	31.35	125.04	8930.76	17.81	20.50
8	37.80	--	17927.14	18.63	21.57

Prova 2

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	37.46	10.06	1663.12	14.04	14.98
2	30.76	56.35	4876.30	17.72	19.61
3	36.08	238.80	9023.58	17.94	20.65
4	29.99	127.04	5747.12	18.09	20.54
5	28.70	44.56	4659.72	17.48	19.06
6	28.78	85.65	6526.49	17.46	19.96
7	38.55	761.98	22326.22	17.68	20.62

ANALISI DEI RISULTATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE

I risultati ottenuti, rappresentati negli allegati, hanno evidenziato un terreno con caratteristiche geomeccaniche buone.

Le prove sono molto omogenee e hanno mostrato terreni prevalentemente compatti fino alla profondità di 5,8 m; al di sotto di questi terreni c'è uno strato di argilla plastica di spessore di circa 2,0 m, però vista la profondità e considerato che i cedimenti verranno assorbiti dal terreno man mano si procede con la realizzazione dell'edificio, questi terreni non produrranno cedimenti evidenti.

Ciò detto si possono ipotizzare fondazioni superficiali di tipo platea o travi rovesce impostate ad almeno - 0.8 m (platea) e a -1.0 m (travi rovesce) dal piano campagna attuale, anche se si consigliano fondazioni a platea per la presenza di uno straterello di terreno plastico a profondità di 2,0 m e di spessore di 0,4 m presente in entrambe le prove, in maniera da distribuire meglio i carichi e non avere cedimenti differenziali.

Per queste fondazioni si possono tenere in considerazione valori di portanza del terreno di 1,0 - 1,2 kg/cm².

CONCLUSIONI

L'intervento oggetto di questa relazione consiste nell'ampliamento di un edificio ad uso formazione personale.

Geologicamente l'area è costituita da argilla da plastica a molto compatta intercalata ad argille sabbioso - limose e a terre limo sabbiose. Alla profondità minima di 9,4 m si è incontrata lo strato di ghiaia che ha uno spessore minimo di circa 2,0 m.

La falda è stata misurata a profondità di 7,0 m – 7,25 m dal piano campagna attuale.

Dal punto di vista sismico e topografico il terreno appartiene alla classe C e T1.

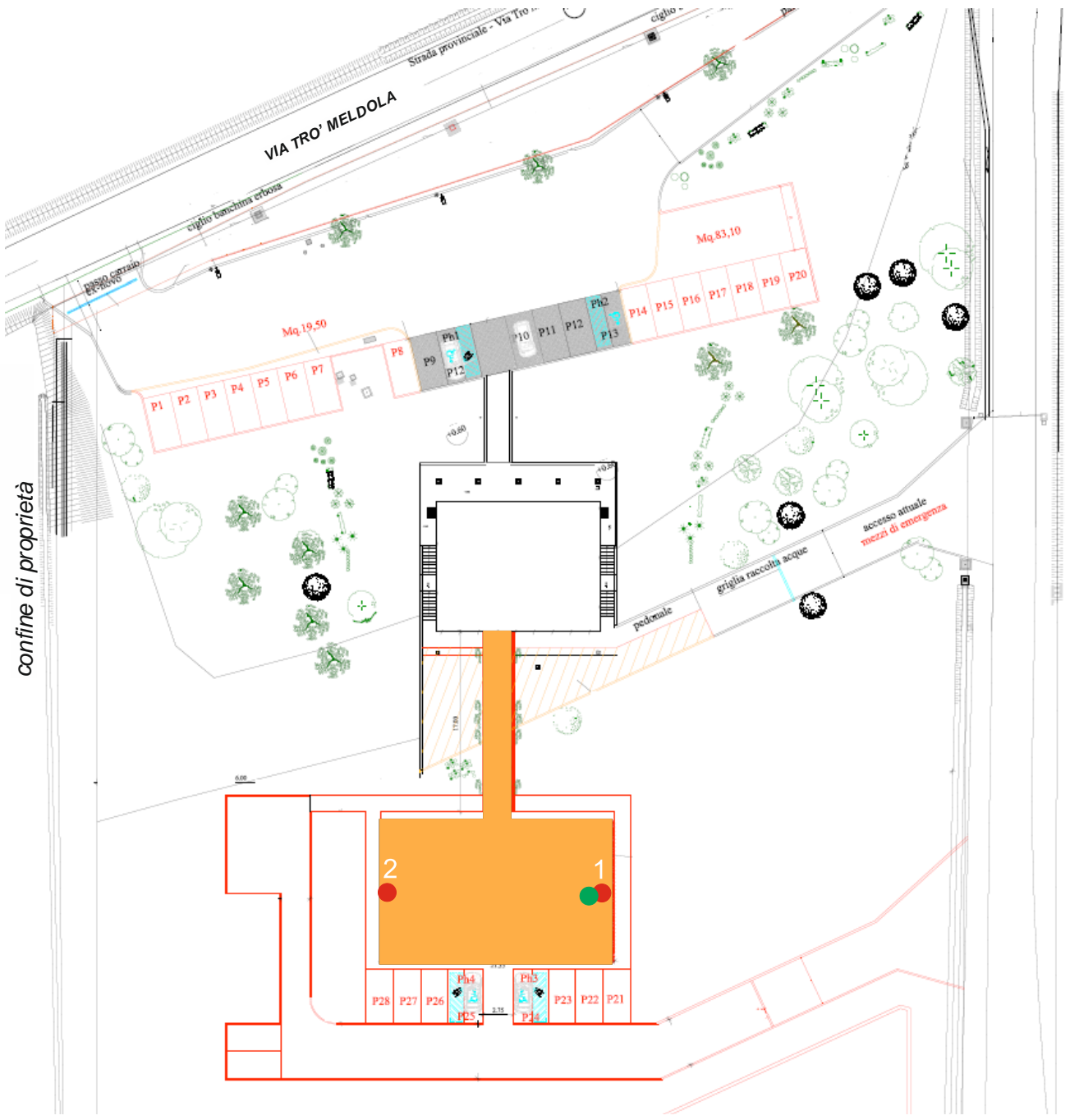
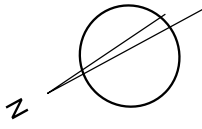
Da quanto sopra accertato, l'intervento è realizzabile, occorre però attenersi ai seguenti consigli operativi:

1. i terreni indagati hanno evidenziato buone caratteristiche geomeccaniche;
2. tipologie di fondazione dirette appaiono idonee a trasferire i carichi applicati;
3. considerate le caratteristiche geomeccaniche dei terreni attraversati, risulta altamente improbabile la possibilità che si verifichino fenomeni di liquefazione.

Geologa Federica Villa

PLANIMETRIA AREA D'INTERVENTO

SCALA 1:500



- LEGENDA:**
- PROVA PENETROMETRICA STATICA
 - PROVA HVSR
 - NUOVO EDIFICIO

Federica Villa Geologa

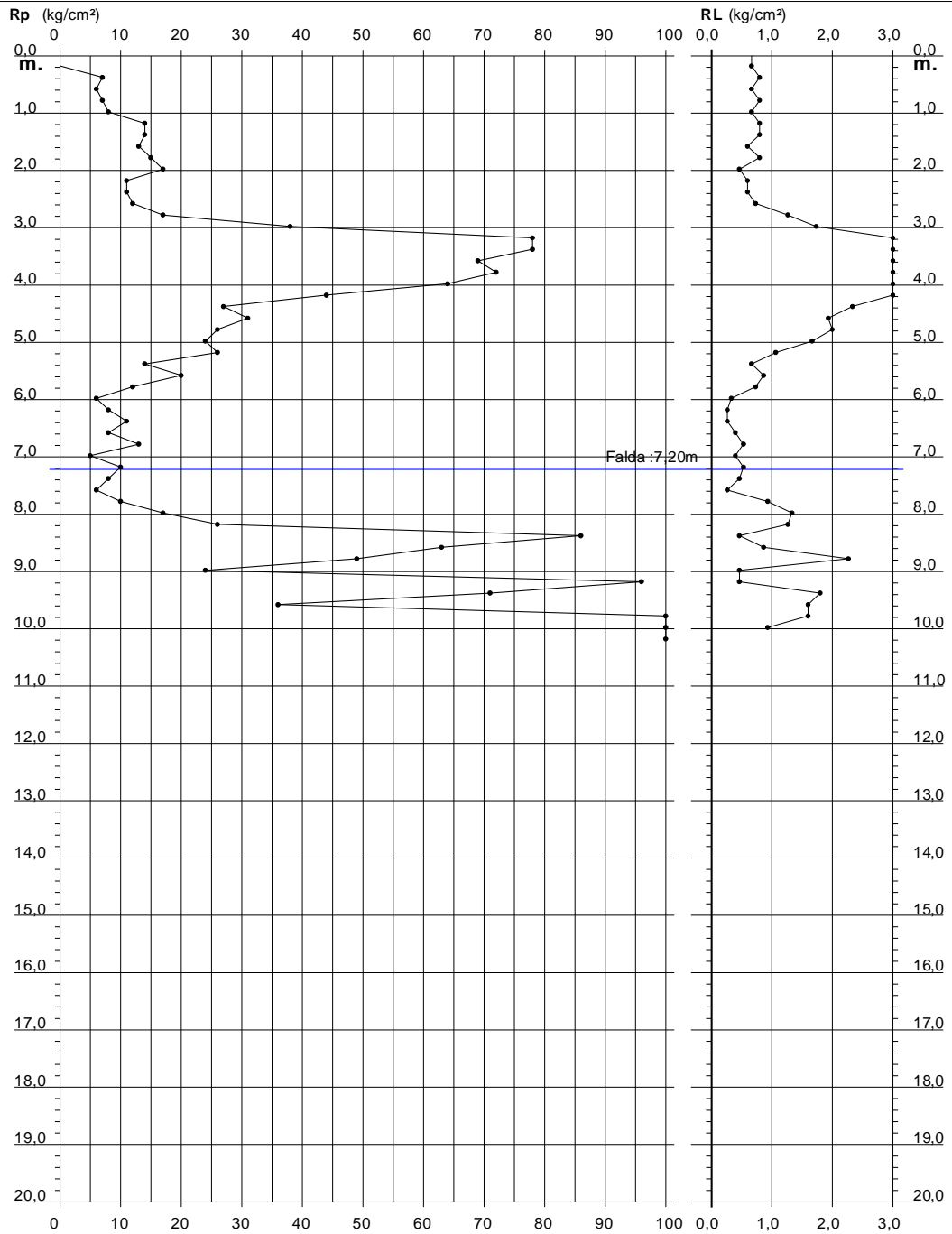
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.010496-071

- committente : Dott. Geol. Federica Villa
- lavoro : nuovo fabbricato
- località : Fratta Terme (FC)

- data : 30/01/2025
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 7,20 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100



**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 2

2.010496-071

- committente : Dott. Geol. Federica Villa
- lavoro : nuovo fabbricato
- località : Fratta Terme (FC)

- data : 30/01/2025
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 7,25 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100

