

**CASADIO & CO.
di Casadio Mario**

Via V.Veneto 1/bis – 47100 FORLÌ
Tel: 0543 23923 – Email: studio@casadioeco.it

P.I. 04263320402



**geologia
acustica
ambiente**

RELAZIONE GEOLOGICA

Committente: Sig.ra Montanari Laura

DATA: 07/10/2020

**REALIZZAZIONE DI UN EDIFICIO RESIDENZIALE
IN VIA SANT'ANDREA
IN COMUNE DI FORLIMPOPOLI**

**Il geologo
MARIO CASADIO**

RELAZIONE GEOLOGICA
PER LA REALIZZAZIONE DI UN EDIFICIO RESIDENZIALE
IN VIA SANT'ANDREA
IN COMUNE DI FORLIMPOPOLI

PREMESSA

La presente relazione geologica è stata commissionata allo scrivente allo scopo di verificare le condizioni idrogeologiche e geotecniche di un'area sulla quale sarà realizzato un edificio residenziale in Via Sant'Andrea in Comune di Forlimpopoli.

Geograficamente l'area è inserita nel foglio n. 240.140 della carta tecnica regionale.

Lo studio è finalizzato anche alla ricerca dei parametri che consentono la classificazione sismica del terreno, a tale scopo sono state programmate le seguenti indagini:

- Rilievo sismico
- Esecuzione di n.1 prova penetrometrica statica
- Ricerca bibliografica.

Alla presente relazione sono allegati:

- planimetria area d'intervento con ubicazione prove a scala 1:200
- grafico penetrometrico statico
- carta geologica alla scala 1:10.000

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- Decreto Ministeriale 17.01.2018
- Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP.
- Decreto Ministeriale 14.01.2008. 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.
- Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- 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 : Regole Generali . - 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

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento oggetto di questa relazione consiste nella realizzazione di un edificio residenziale ad uso civile abitazione. Il fabbricato avrà forma planimetrica rettangolare con lati massimi di circa 16,00 m di lunghezza per 10,0 m di larghezza e sarà costituito da due piani fuori terra. Sul fronte strada verranno realizzate due autorimesse con dimensioni di 8,0 m di lunghezza per 6,0 m di larghezza.

Le fondazioni saranno di tipo a platea che saranno realizzate conformi alla normativa sismica vigente.

MORFOLOGIA E GEOLOGIA DEL TERRITORIO

La zona qui studiata è posta a circa 24.8 m s.l.m., morfologicamente si presenta pianeggiante e delimitata a est dalla Via Sant'Andrea e sugli altri lati confini di proprietà.

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

La stratigrafia dell'area è stata ottenuta dalla prova penetrometrica eseguita nel lotto ed è così schematizzabile:

Prova

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.20	Terreno vegetale
0.20	1.00	Sabbie
1.00	2.40	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
2.40	3.20	Sabbie
3.20	4.20	Argilla inorganica molto compatta
4.20	7.40	Argille sabbiose e limose
7.40	9.80	Argilla inorganica compatta
9.80	12.40	Argille organiche e terreni misti
12.40	14.60	Sabbie

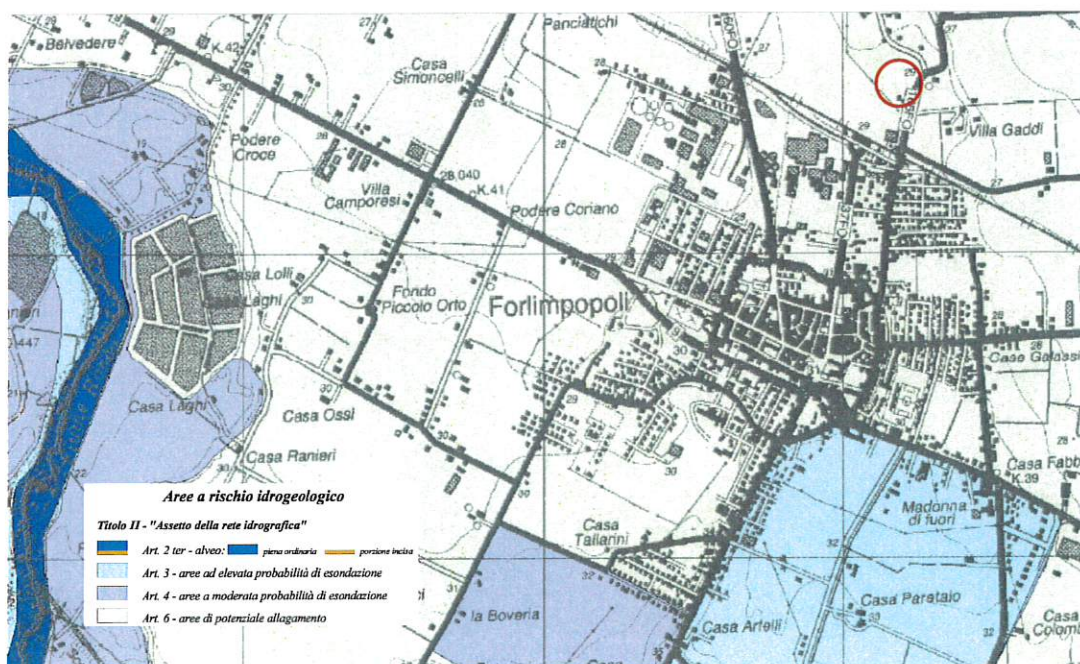


La falda idrica superficiale è stata misurata nel foro di prova alla profondità di 3,28 m dal piano campagna attuale.

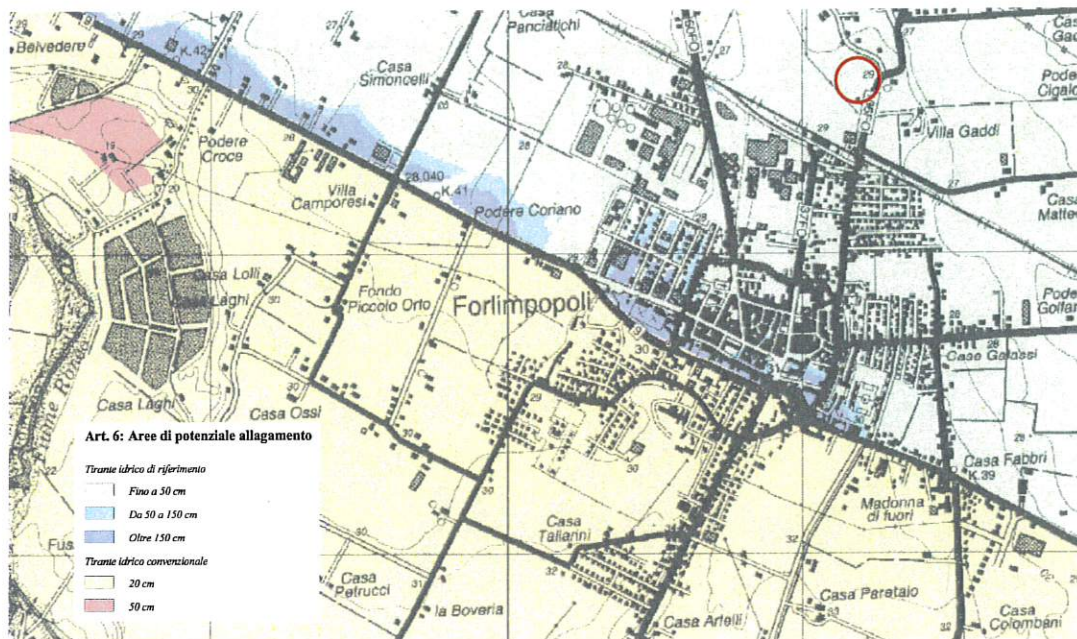
IDROLOGIA E RISCHIO IDRAULICO

Il corpo idrico principale è costituito dal Fiume Ronco che scorre a circa 3.500 metri a ovest dell'area. Il Torrente Bevano invece scorre a circa 2.500 m a est dell'area.

La Carta del Rischio Alluvioni della Regione Emilia Romagna mostra che l'area rientra negli scenari di "aree di potenziale allagamento".



Di seguito è riportato un estratto del Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico redatto dall'Autorità dei Bacini Romagnoli, "Tiranti Idrici di Riferimento per le Aree di Pianura Sottoposte a Rischio di Allagamento", in cui si vede che l'area è classificata con un tirante idrico fino a 50 centimetri.



Idrologicamente le acque superficiali sono regimate dal reticolo fognario ed ai fossetti dei campi.

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.

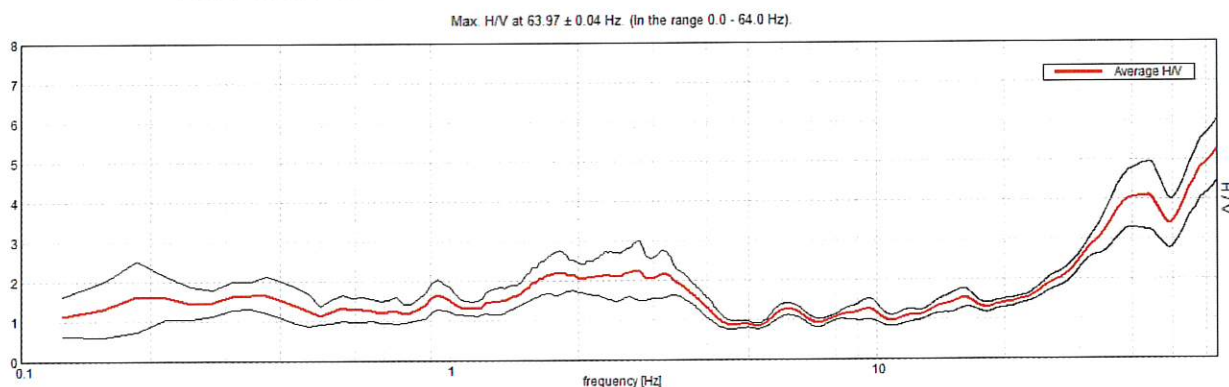
Utilizzando la formula sopra esposta si evince che conoscendo la profondità di una discontinuità (trovata nelle prove penetrometriche) e la frequenza fondamentale del terreno in superficie (fornita dal tromografo) è possibile risalire alla velocità delle onde S del terreno.

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

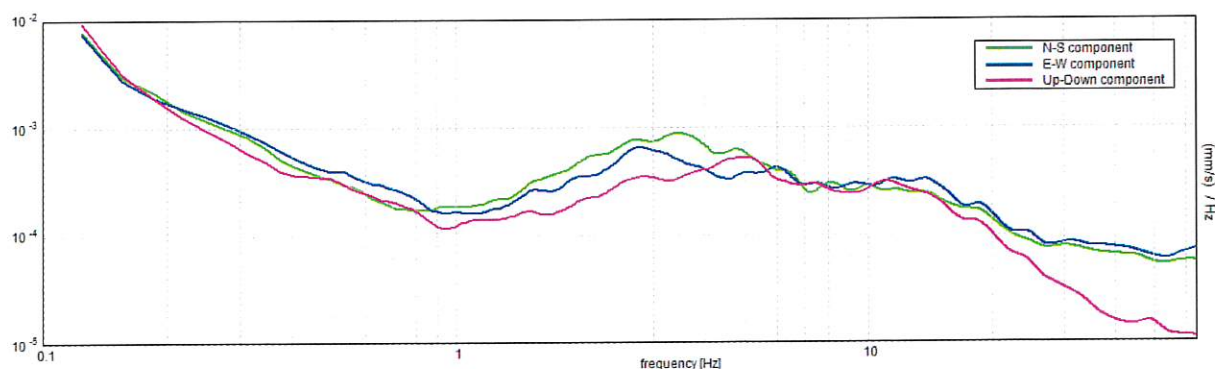
La tecnica HVSR consiste nella valutazione dei rapporti spettrali tra le componenti orizzontali e verticali del moto ed è in grado di fornire in buona approssimazione il contenuto in frequenza del segnale dei microtremori.

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

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

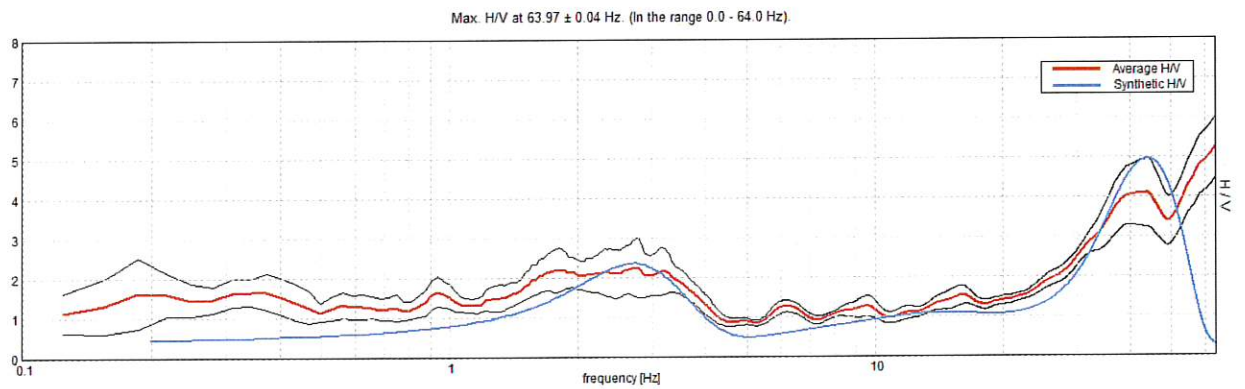


SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



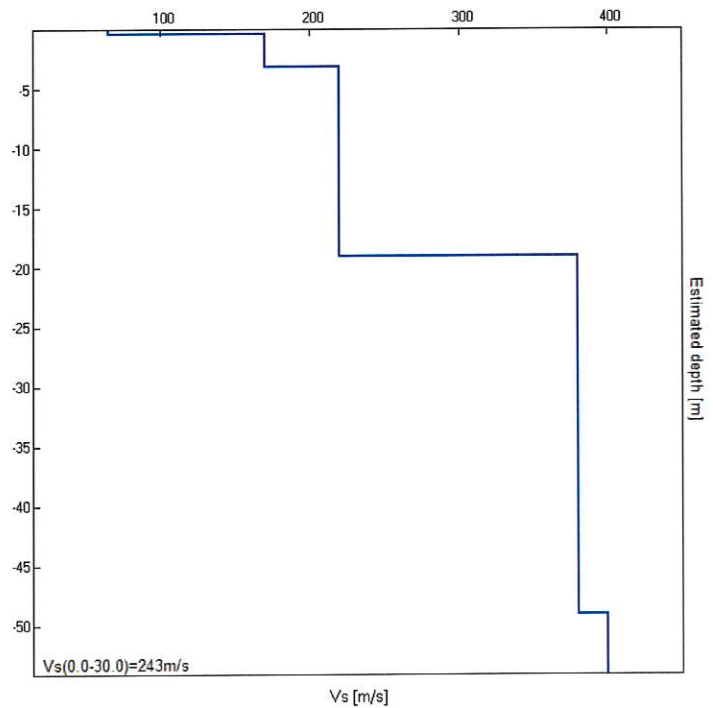
Tramite un processo di inversione dei dati, conoscendo almeno la profondità di una discontinuità, è possibile ricavare la curva sintetica (blu), da cui poi ricavare la Vs30

H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.40	0.40	65	0.42
3.10	2.70	170	0.42
19.10	16.00	220	0.45
49.10	30.00	380	0.45
inf.	inf.	400	0.45

$V_s(0.0-30.0)=243\text{m/s}$



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)
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 graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s (oppure resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$ nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa nei terreni a grana fina)	360 – 800
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 graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s (oppure resistenza penetrometrica $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata $70 < c_u < 250$ kPa nei terreni a grana fina)	180 – 360
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 graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (oppure resistenza penetrometrica $N_{SPT} < 15$ nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata $c_u < 70$ kPa nei terreni a grana fina)	< 180
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore ai 20 m, posti sul substrato di riferimento con $V_{s30} > 800$ m/s</i>	

Dai risultati della prova penetrometrica e dal rilievo sismico si evince che il terreno ricade in **classe C**.

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 $i > 30^\circ$

VERIFICA SULLA 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:

$$\tau = (\sigma - u) \tan \varphi$$

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:
 - frazione di fine1 , FC, superiore al 20%, con indice di plasticità $IP > 10\%$;
 - $FC \geq 35\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 20$ oppure $q_{c1N} > 120$ oppure $V_{S1} > 200$ m/s;
 - $FC \leq 5\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 160$ oppure $V_{S1} > 220$ m/s

$(N_1)_{60}$, q_{c1N} , V_{S1} sono i valori normalizzati dell'indice NSPT della Standard Penetration Test, della resistenza di punta q_c 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 $U_c > 3.5$.

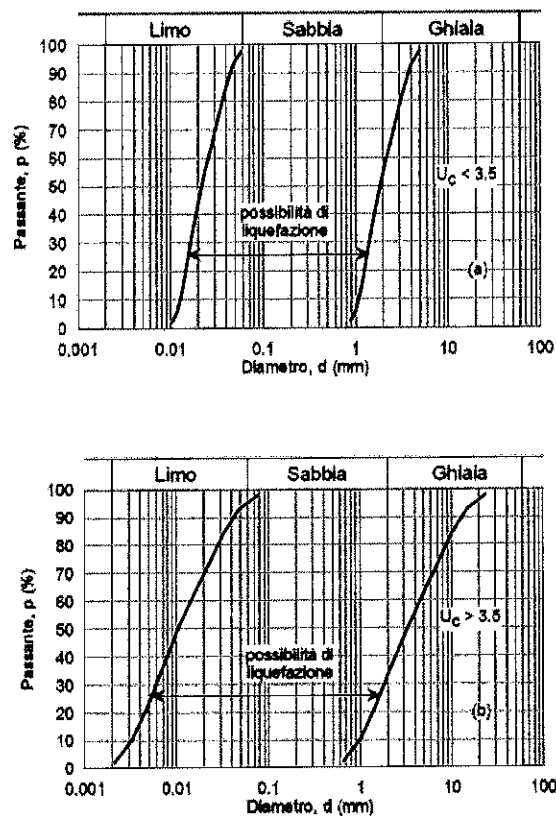


Figura 1 - Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità a liquefazione di terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa (b) (AGI, 2005)

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

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

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

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

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

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

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

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

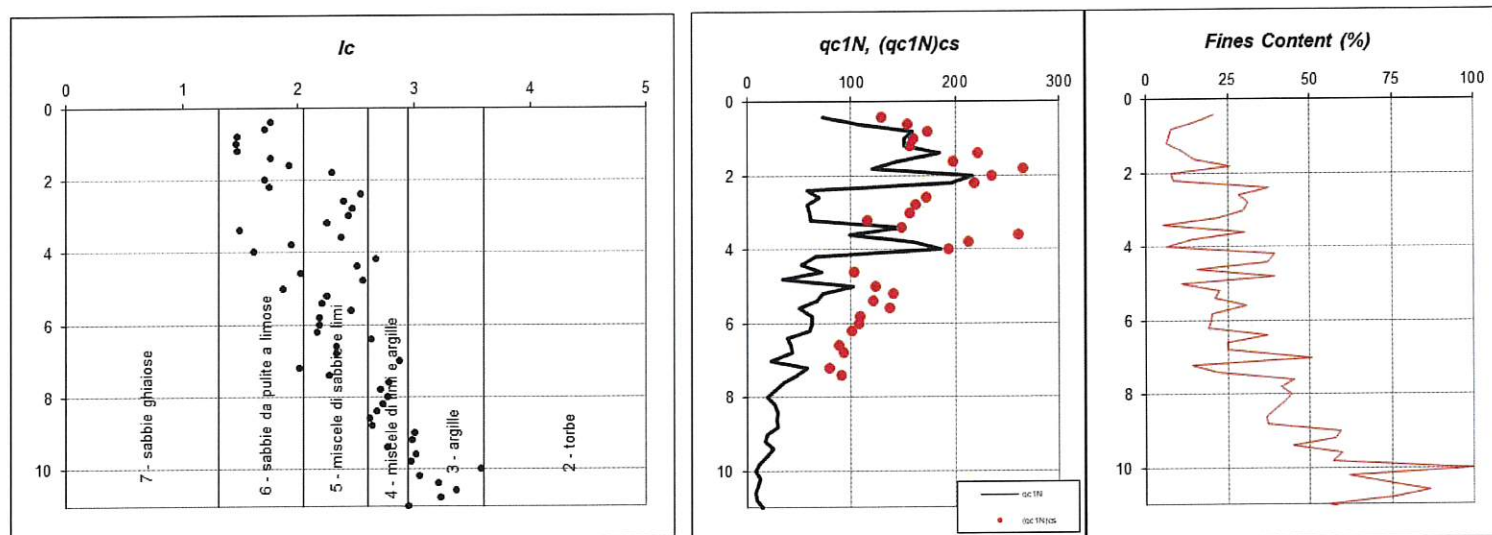
Poiché il terreno di studio ricade nella classe C, per il calcolo dell'azione sismica si considera un'accelerazione pari a:

$$S \times a_g = 1,41 \times 0,200 = 0,282 \text{ g}$$

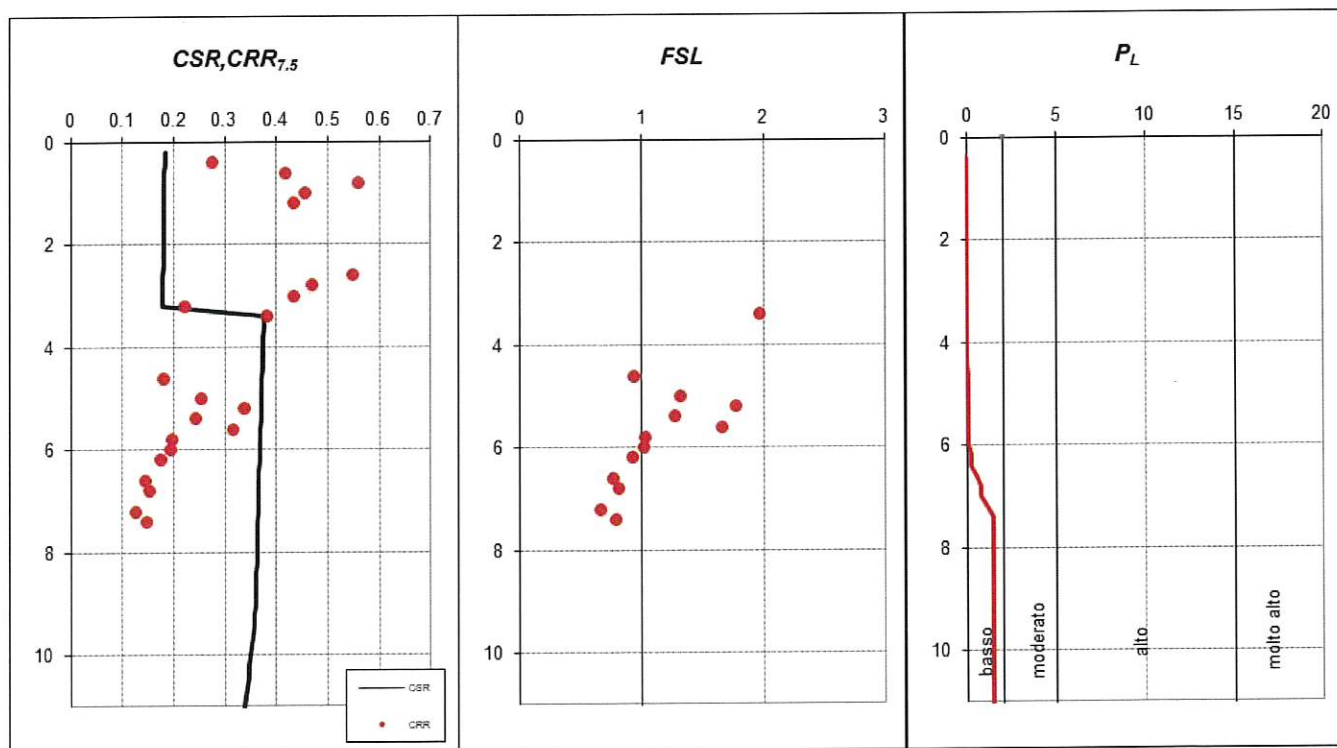
Inserendo i valori estratti dalla prova CPT, Robertson e Wride propongono una distinzione granulometrica sulla base di un Indice del tipo di terreno I_c .

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:



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 (6,1) ed il valore di P_L , indice del potenziale di liquefazione.



Come è evidente ci sono degli strati che presentano un fattore di sicurezza inferiori a 1 il che si traduce in un valore di P_L basso per cui il rischio di liquefazione per questi terreni può essere escluso.

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 **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. 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:

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

N.B.

- $Ap = 10 \text{ cm}^2$ e $Am = 150 \text{ cm}^2$
- 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 Q_c 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) $E_y (50)$ - 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 - Melgh 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) .

PROVA Nr.1

Committente: Sig.ra Montanari Laura
Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)
Prova eseguita in data: 29/09/2020
Profondità prova: 14.60 mt
Località: Forlimpopoli

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	7.00	0.0	7.0	0.8	8.75	11.4
0.40	36.00	48.0	36.0	1.066667	33.75	3.0
0.60	54.00	70.0	54.0	0.866667	62.308	1.6
0.80	79.00	92.0	79.0	0.666667	118.5	0.8
1.00	75.00	85.0	75.0	0.6	125.0	0.8
1.20	75.00	84.0	75.0	1.733333	43.269	2.3
1.40	92.00	118.0	92.0	1.666667	55.2	1.8
1.60	72.00	97.0	72.0	3.066667	23.478	4.3

1.80	60.00	106.0	60.0	1.533333	39.13	2.6
2.00	108.00	131.0	108.0	1.466667	73.636	1.4
2.20	102.00	124.0	102.0	2.4	42.5	2.4
2.40	39.00	75.0	39.0	1.6	24.375	4.1
2.60	41.00	65.0	41.0	1.466667	27.955	3.6
2.80	36.00	58.0	36.0	1.466667	24.545	4.1
3.00	39.00	61.0	39.0	0.866667	45.0	2.2
3.20	42.00	55.0	42.0	0.466667	90.0	1.1
3.40	74.00	81.0	74.0	2.866667	25.814	3.9
3.60	49.00	92.0	49.0	1.866667	26.25	3.8
3.80	79.00	107.0	79.0	0.933333	84.643	1.2
4.00	93.00	107.0	93.0	1.8	51.667	1.9
4.20	25.00	52.0	25.0	1.8	13.889	7.2
4.40	33.00	60.0	33.0	0.466667	70.714	1.4
4.60	37.00	44.0	37.0	0.866667	42.692	2.3
4.80	22.00	35.0	22.0	0.6	36.667	2.7
5.00	56.00	65.0	56.0	1.066667	52.5	1.9
5.20	41.00	57.0	41.0	0.8	51.25	2.0
5.40	39.00	51.0	39.0	1.0	39.0	2.6
5.60	30.00	45.0	30.0	0.666667	45.0	2.2
5.80	38.00	48.0	38.0	0.666667	57.0	1.8
6.00	39.00	49.0	39.0	0.6	65.0	1.5
6.20	39.00	48.0	39.0	0.8	48.75	2.1
6.40	22.00	34.0	22.0	0.466667	47.143	2.1
6.60	28.00	35.0	28.0	0.533333	52.5	1.9
6.80	30.00	38.0	30.0	0.6	50.0	2.0
7.00	14.00	23.0	14.0	0.333333	42.0	2.4
7.20	42.00	47.0	42.0	0.533333	78.75	1.3
7.40	35.00	43.0	35.0	1.333333	26.25	3.8
7.60	24.00	44.0	24.0	0.6	40.0	2.5
7.80	19.00	28.0	19.0	0.333333	57.0	1.8
8.00	14.00	19.0	14.0	0.6	23.333	4.3
8.20	19.00	28.0	19.0	0.666667	28.5	3.5
8.40	22.00	32.0	22.0	0.533333	41.25	2.4
8.60	22.00	30.0	22.0	0.6	36.667	2.7
8.80	23.00	32.0	23.0	0.933333	24.643	4.1
9.00	16.00	30.0	16.0	0.6	26.667	3.8
9.20	14.00	23.0	14.0	0.733333	19.091	5.2
9.40	21.00	32.0	21.0	1.0	21.0	4.8
9.60	17.00	32.0	17.0	0.2	85.0	1.2
9.80	10.00	13.0	10.0	0.666667	15.0	6.7
10.00	7.00	17.0	7.0	0.333333	21.0	4.8
10.20	11.00	16.0	11.0	0.333333	33.0	3.0
10.40	9.00	14.0	9.0	0.4	22.5	4.4
10.60	8.00	14.0	8.0	0.333333	24.0	4.2
10.80	9.00	14.0	9.0	0.4	22.5	4.4
11.00	14.00	20.0	14.0	0.4	35.0	2.9
11.20	11.00	17.0	11.0	0.666667	16.5	6.1
11.40	14.00	24.0	14.0	0.533333	26.25	3.8
11.60	13.00	21.0	13.0	0.466667	27.857	3.6
11.80	13.00	20.0	13.0	0.466667	27.857	3.6
12.00	11.00	18.0	11.0	0.266667	41.25	2.4
12.20	12.00	16.0	12.0	0.266667	45.0	2.2
12.40	9.00	13.0	9.0	0.666667	13.5	7.4
12.60	67.00	77.0	67.0	0.866667	77.308	1.3
12.80	66.00	79.0	66.0	1.0	66.0	1.5

13.00	77.00	92.0	77.0	0.6	128.333	0.8
13.20	74.00	83.0	74.0	0.333333	222.0	0.5
13.40	68.00	73.0	68.0	0.4	170.0	0.6
13.60	55.00	61.0	55.0	0.4	137.5	0.7
13.80	41.00	47.0	41.0	0.266667	153.75	0.7
14.00	49.00	53.0	49.0	1.466667	33.409	3.0
14.20	64.00	86.0	64.0	1.333333	48.0	2.1
14.40	63.00	83.0	63.0	1.266667	49.737	2.0
14.60	52.00	71.0	52.0	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Descrizione
0.20	7.0	0.8	1.8	Terreno vegetale
1.00	61.0	0.8	2.0	Sabbie
2.40	78.28571	1.92381	2.1	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
3.20	39.5	1.066667	2.0	Sabbie
4.20	64.0	1.853333	2.0	Argilla inorganica molto compatta
7.40	34.0625	0.708333	1.9	Argille sabbiose e limose
9.80	18.41667	0.622222	1.9	Argilla inorganica compatta
12.40	10.84615	0.425641	1.9	Argille organiche e terreni misti
14.60	61.45454	0.721212	1.9	Sabbie

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI

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 deformazione 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	0.20	C	0.4	261.8	35.2	91.9	>9	1.8	1.9	--	--	--	107.45
2	1.00	I	--	--	91.5	345.1	<0.5	1.9	2.2	100.0	42.0	0.0	262.65
3	2.40	CI	3.9	2922.9	156.6	402.0	0.8	2.2	2.3	89.3	40.7	0.0	320.04
4	3.20	I	--	--	118.5	264.7	1.7	1.8	2.1	53.6	35.3	0.0	287.14
5	4.20	C	3.2	2373.4	128.0	355.4	>9	2.2	2.2	--	--	--	288.09
6	7.40	C	1.7	1243.5	68.1	241.8	5.6	2.1	2.1	--	--	--	267.14
7	9.80	C	0.9	647.4	45.2	166.0	3.8	1.9	2.0	--	--	--	248.58
8	12.40	C	0.5	355.0	45.2	120.1	2.1	1.8	1.9	--	--	--	232.37
9	14.60	I	--	--	92.2	346.7	<0.5	1.9	2.2	44.1	33.7	0.0	364.68

CALCOLO DEI VALORI CARATTERISTICI DEI TERRENI

Il calcolo dei valori caratteristici è stato eseguito utilizzando il software CVSOIL che consente di elaborare i dati forniti dalle prove e ricavare il 5° percentile da una curva statistica con distribuzione standard. Le seguenti tabelle riassumono i dati ottenuti che saranno poi utilizzati nel calcolo della portanza.

Prova

	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]
Terreno vegetale	--	34.32	3453.64	17.61	18.40
Sabbie	42.00	176.52	8960.61	17.98	20.93
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	39.10	258.36	10750.86	17.56	20.50
Sabbie	34.90	177.88	10980.66	17.49	20.44
Argilla inorganica molto compatta	36.44	127.80	7054.69	17.59	20.42
Argille sabbiose e limose	31.88	112.60	10444.93	17.67	20.62
Argilla inorganica compatta	28.99	78.67	6719.04	17.79	19.93
Argille organiche e terreni misti	28.70	48.03	4584.05	17.59	19.12
Sabbie	33.00	240.26	8837.90	18.09	21.03

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Carico limite di fondazioni su terreni

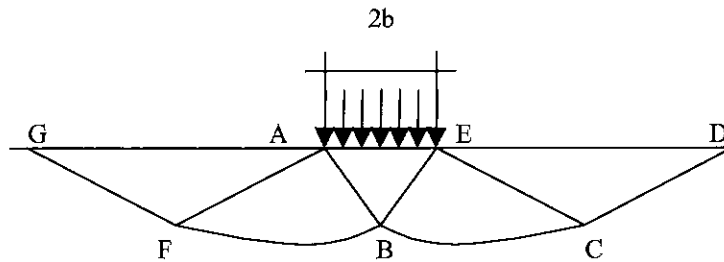
Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



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:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d 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 R_d 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

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ 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:

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

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

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

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

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

$$s_\gamma = 1 - 0.3 (B' / L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0.7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0.7 H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

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

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).

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg \phi}\right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC** calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{max} / g)$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

CEDIMENTI EDOMETRICI

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 è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è 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.

VERIFICA DEL CARICO LIMITE

FONDAZIONE EDIFICIO

DATI GENERALI

=====	
Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	10.0 m
Lunghezza fondazione	16.0 m
Profondità piano di posa (minimo)	0.7 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	3.28 m
=====	

SISMA

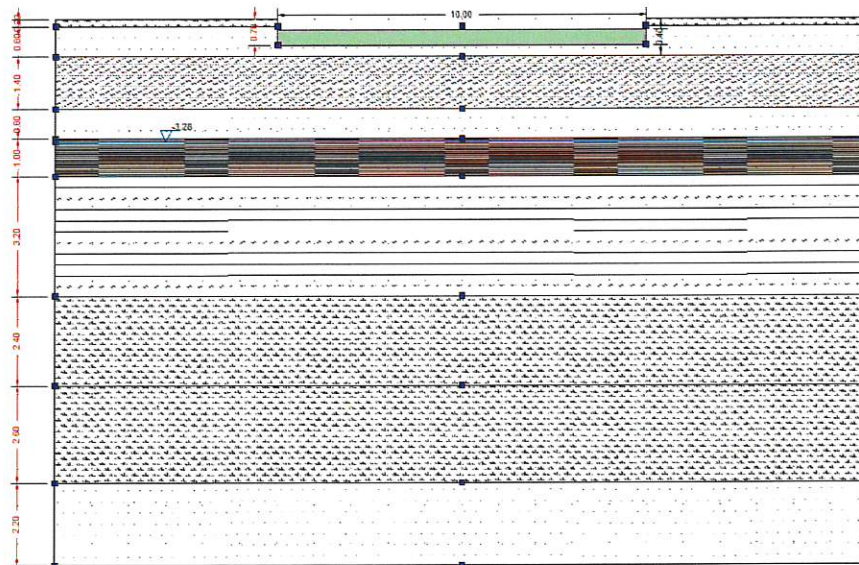
=====	
Accelerazione massima (amax/g)	0.282
Effetto sismico secondo	NTC: Cascone Maugeri
Fattore di comportamento [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.288
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0678
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.2251
=====	

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1



S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.61	2.42	0.26
S.L.D.	50.0	0.78	2.41	0.27
S.L.V.	475.0	1.96	2.39	0.31
S.L.C.	975.0	2.47	2.45	0.32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.915	0.2	0.0187	0.0093
S.L.D.	1.17	0.2	0.0239	0.0119
S.L.V.	2.7702	0.24	0.0678	0.0339
S.L.C.	3.2844	0.28	0.0938	0.0469

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	1684.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	1684.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	1684.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	1684.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	10122.96 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	4401.29 kN/m ²
Tensione [Ed]	1684.4 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	6.01
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 404918.4 kN/m³**A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	85.37
Fattore [Nc]	93.71
Fattore [Ng]	151.94
Fattore forma [Sc]	1.42
Fattore profondità [Dc]	1.01

Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.42
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.81
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	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	10122.96 kN/m ²
Resistenza di progetto	4401.29 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

SISMA

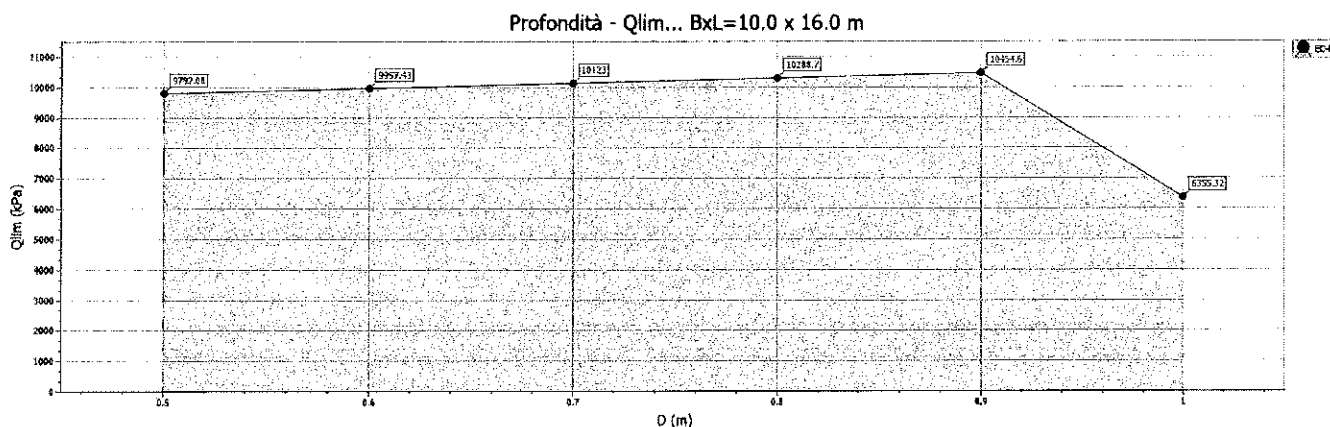
Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	85.37
Fattore [Nc]	93.71
Fattore [Ng]	151.94
Fattore forma [Sc]	1.42
Fattore profondità [Dc]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.42
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0

Fattore forma [Sg]	0.81
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	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	10122.96 kN/m ²
Resistenza di progetto	4401.29 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Dal grafico sottostante è possibile mettere in relazione la profondità fondale col carico ultimo.



CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	30.0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	15.0
Cedimento totale	1.76 cm

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)	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	0.85	15.634	16.938	0.0566	--	0.0566
3	1.7	33.542	15.679	0.143	--	0.143
4	2.8	55.715	14.094	0.097	--	0.097
5	3.7	69.61	12.86	0.1025	--	0.1025
6	5.8	93.576	10.29	0.4929	--	0.4929
7	8.6	123.531	7.613	0.4119	--	0.4119
8	11.1	147.453	5.87	0.3446	--	0.3446
9	13.5	172.22	4.635	0.1128	--	0.1128

FONDAZIONE AUTORIMESSA**DATI GENERALI**

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	6.0 m
Lunghezza fondazione	8.0 m
Profondità piano di posa (minimo)	0.7 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	3.28 m

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.282
Effetto sismico secondo	NTC: Cascone Maugeri
Fattore di comportamento [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.288
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0678
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.2251

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

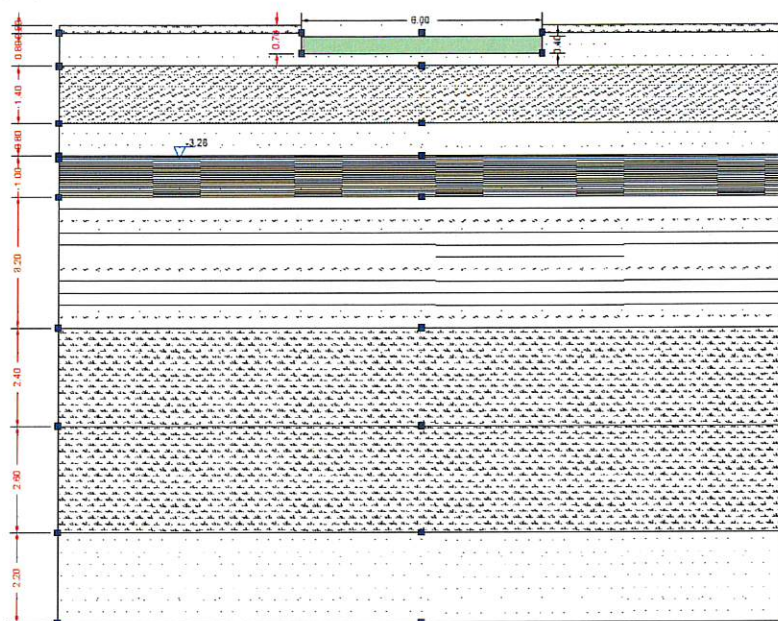
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
-----------------------	---

Categoria topografica:

T1



S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.61	2.42	0.26
S.L.D.	50.0	0.78	2.41	0.27
S.L.V.	475.0	1.96	2.39	0.31
S.L.C.	975.0	2.47	2.45	0.32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.915	0.2	0.0187	0.0093
S.L.D.	1.17	0.2	0.0239	0.0119
S.L.V.	2.7702	0.24	0.0678	0.0339
S.L.C.	3.2844	0.28	0.0938	0.0469

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	1288.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	1288.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	1288.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	1288.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzio ne Sismica	Tangent e angolo di resisten za al taglio	Coesion e efficace	Coesion e non drenata	Peso Unità volume in fondazio ne	Peso unità volume copertur a	Coef. Rid. Capacit à portante verticale	Coef.Rid .Capacit à portante orizzont ale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	7071.15 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	3074.41 kN/m ²
Tensione [Ed]	1288.52 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	5.49
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 282846.0 kN/m³**A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	85.37
Fattore [Nc]	93.71
Fattore [Ng]	151.94
Fattore forma [Sc]	1.51
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.78
Fattore profondità [Dg]	1.0

Fattore inclinazione carichi [lg]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	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	7071.15 kN/m ²
Resistenza di progetto	3074.41 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	85.37
Fattore [Nc]	93.71
Fattore [Ng]	151.94
Fattore forma [Sc]	1.51
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [lc]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [lq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.78
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [lg]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

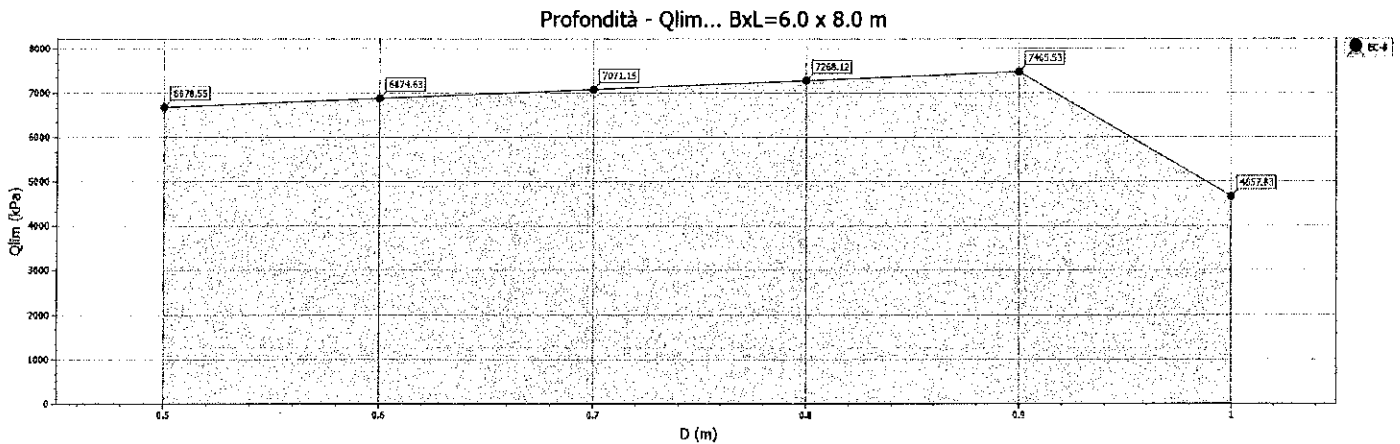
Carico limite	7071.15 kN/m ²
---------------	---------------------------

Resistenza di progetto 3074.41 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Dal grafico sottostante è possibile mettere in relazione la profondità fondale col carico ultimo.



CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto 20.0 kN/m²

Cedimento dopo T anni 15.0

Cedimento totale 0.45 cm

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)	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	0.85	15.634	6.996	0.0234	--	0.0234
3	1.7	33.542	6.078	0.0554	--	0.0554
4	2.8	55.715	4.975	0.0343	--	0.0343
5	3.7	69.61	4.187	0.0334	--	0.0334
6	5.8	93.576	2.791	0.1337	--	0.1337
7	8.6	123.531	1.69	0.0915	--	0.0915
8	11.1	147.453	1.142	0.067	--	0.067
9	13.5	172.22	0.821	0.02	--	0.02

CONCLUSIONI

L'intervento oggetto di questa relazione consiste nella realizzazione di un edificio residenziale ad uso civile abitazione. Geologicamente l'area è formata da terreni denominati AES8 che sono costituiti da argilla da compatta a molto compatta intercalata ad argille sabbiose – limose, a terre limo – sabbiose e a sabbie.

La falda idrica superficiale è stata misurata nel foro di prova alla profondità di 3,28 m dal piano campagna attuale.

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

I valori di portanza del terreno ricavati per la fondazioni a **platea dell'edificio**, sono:

- Carico limite 10122.96 kN/m²
- Resistenza di progetto 4401.29 kN/m²

Mentre i Cedimenti con pressione normale di progetto 30.0 kN/m²

- Cedimento dopo T anni 15.0
- Cedimento totale 1.76 cm

I valori di portanza del terreno ricavati per la fondazioni a **platea dell'autorimessa**, sono:

- Carico limite 7071.15 kN/m²
- Resistenza di progetto 3074.41 kN/m²

Mentre i Cedimenti con pressione normale di progetto 20.0 kN/m²

- Cedimento dopo T anni 15.0
- Cedimento totale 0.45 cm

Questi risultati geotecnici riferiti al comportamento del terreno sotto carico, hanno lo scopo di valutarne l'idoneità alla esecuzione dell'opera, ma rimangono indicativi e dovranno essere verificati dal progettista.

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

1. le fondazioni andranno impostate su terreno compatto a profondità non inferiore a 0,7 m dal piano campagna attuale, per cui andrà asportato tutto il terreno vegetale, di riporto e più scadente;
2. la falda è stata rintracciata a profondità più bassa rispetto a piani fondali ipotizzati ma è bene in ogni caso impermeabilizzare tutti i piani e i perimetri fondali con getto di materiale idrofugo nelle fondazioni per evitare fastidiose macchie di umidità nelle fondazioni stesse;
3. allo scopo di evitare problemi di assestamento delle fondazioni dovuti al fenomeno del ritiro delle argille, il piano di scavo dovrà essere realizzato leggermente più grande della pianta degli edifici e con leggera pendenza a schiena d'asino per evitare

che le acque di falda o meteoriche possano ristagnare al di sotto delle platee; gli scavi perimetralmente potranno essere dotati di un tubo di drenaggio per convogliare le eventuali acque raccolte in un pozzetto di smaltimento;

4. per portarsi alla quota fondale si consiglia di utilizzare terreno stabilizzato, macerie frantumate o getto magro per il sottofondo delle fondazioni o comunque terreno idoneo alla compattazione;
5. occorre eseguire correttamente le fogne e i sistemi drenanti le acque meteoriche;
6. effettuare i getti fondali in periodi stagionali favorevoli;
7. allontanare velocemente il terreno di risulta.

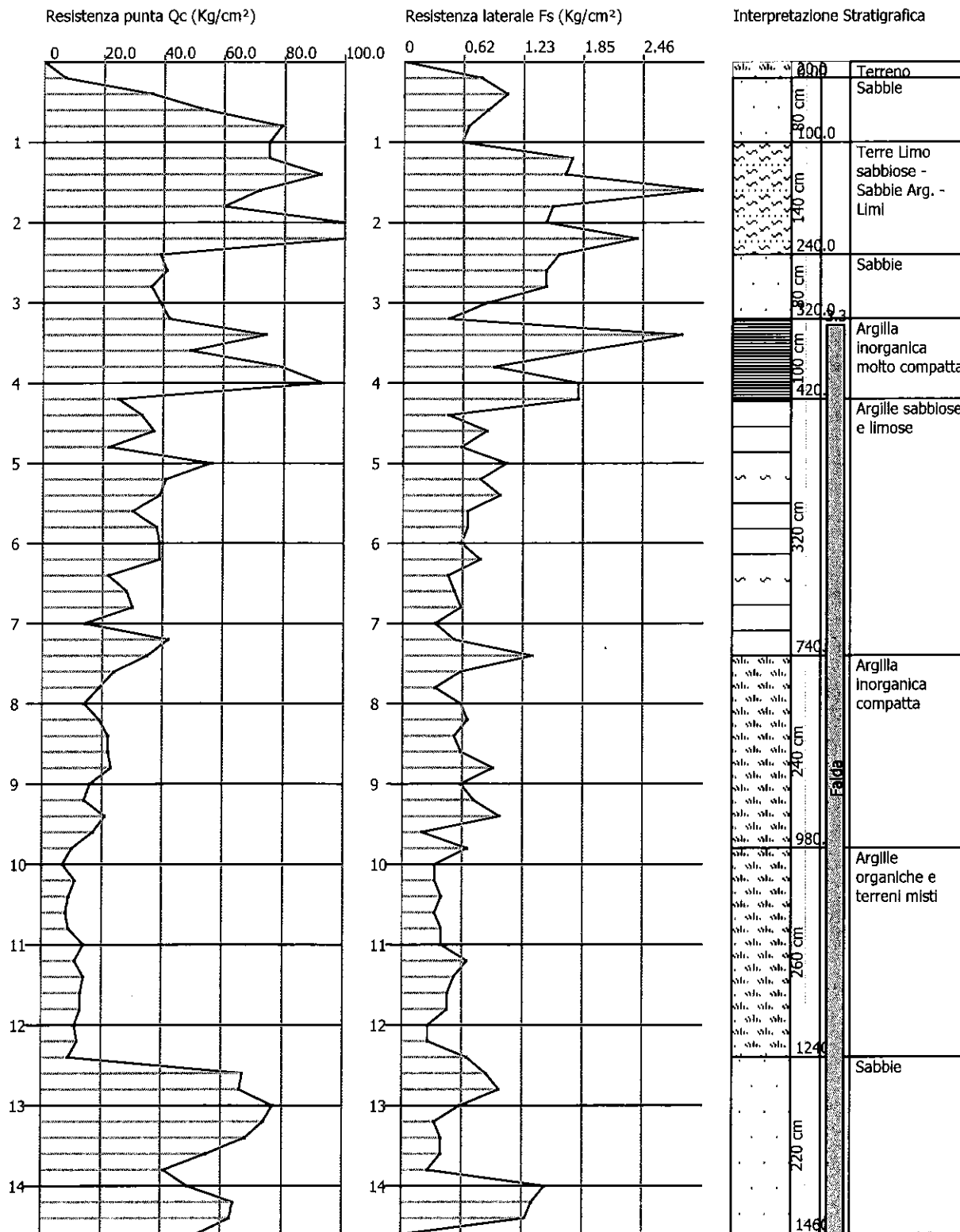
Qualora durante i lavori emergessero situazioni anomale non previste dal presente studio, si prega di avvisare il sottoscritto, il quale dopo sopralluogo, deciderà sugli eventuali interventi da eseguire.

Casadio Mario

Probe CPT - Cone Penetration Nr.1
Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

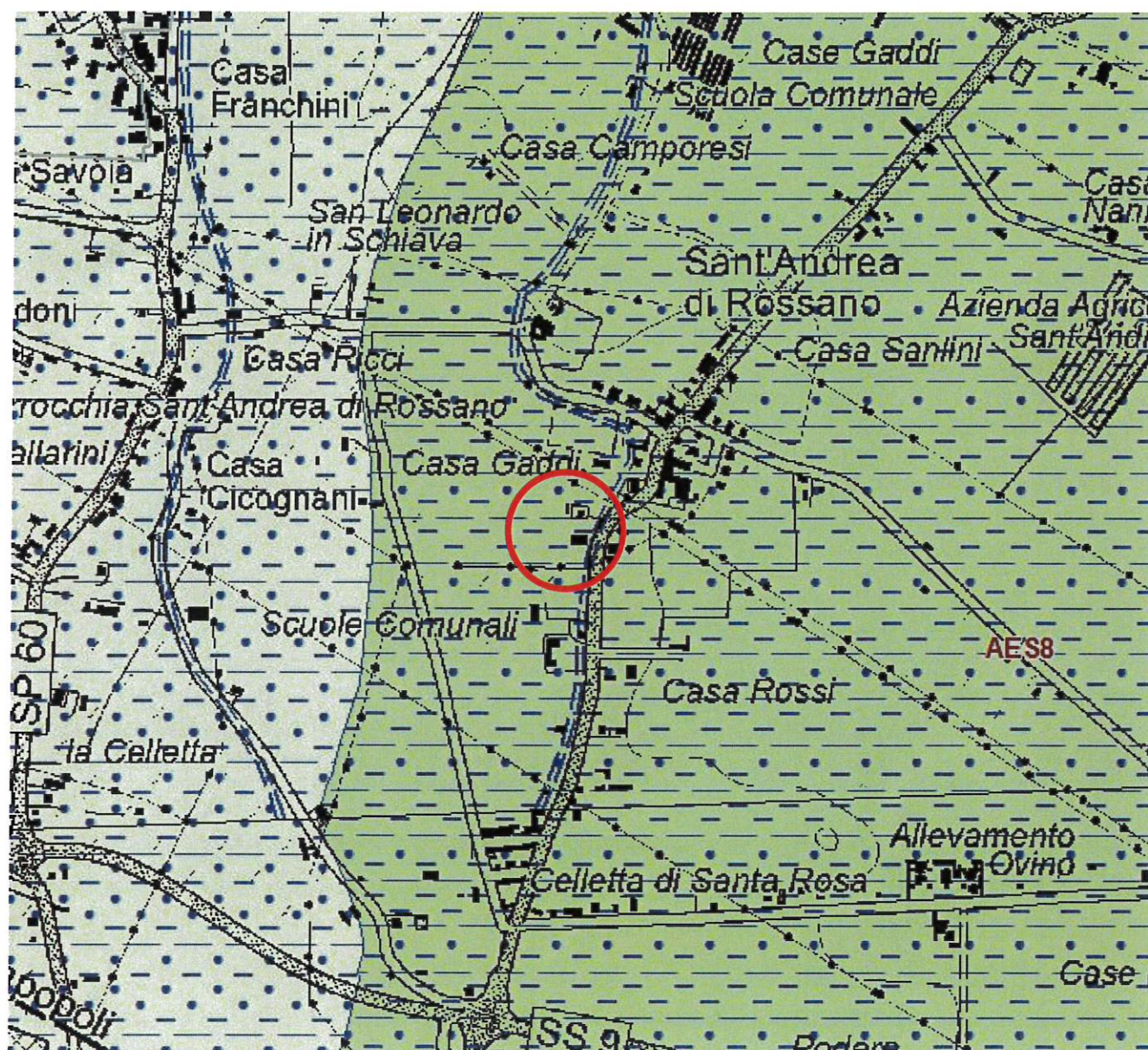
Committente: Sig.ra Montanari Laura
Cantiere: Via Sant'Andrea
Località: Forlimpopoli

Data: 29/09/2020



CARTA GEOLOGICA

Scala 1:10.000



Linee geomorf./antrop. (10K)

— traccia di alveo fluviale abbandonato

Ambienti deposiz. e litologie (10K)

Argilla Limosa - Piana alluvionale

--- Limo Argilloso Sabbioso - Piana alluvionale

--- Sabbia Limosa Argillosa - Piana alluvionale

Coperture quaternarie (10K)

AES8 - Subsistema di Ravenna

AES8a - Unità di Modena

○ Area d'intervento

Casadio&Co



geologia
acustica
ambiente