

CASADIO & CO.
di Casadio Mario

Via V.Veneto 1/bis – 47100 FORLÌ
Tel: 0543 23923 – Email: studio@casadioeco.it
P.I. 04263320402



RELAZIONE GEOLOGICA

Committente: SICAP s.p.a.

DATA: 29/03/2018

**REALIZZAZIONE DI UN PUA (EX SICAP)
IN VIA DE BROZZI – VIA CANALETTO
IN COMUNE DI LUGO**

Il geologo
MARIO CASADIO

RELAZIONE GEOLOGICA
PER LA REALIZZAZIONE DI UN PUA (EX SICAP)
IN VIA DE BROZZI – VIA CANALETTO
IN COMUNE DI LUGO

SOMMARIO

Premessa.....	3
Normativa di riferimento.....	3
Descrizione dell'intervento	4
Morfologia e geologia del territorio.....	4
Idrologia e rischio idraulico	5
Verifica sismica.....	6
Indagine sismica	8
Elementi di progettazione antisismica	10
Verifica sismica di II° Livello.....	11
Condizioni topografiche	12
Verifica sulla liquefazione delle sabbie	12
Prove penetrometriche statiche CPT (cone penetration test).....	16
Calcolo dei valori caratteristici dei terreni	24
Calcolo portanza e cedimenti di fondazioni superficiali	25
Carico limite di fondazioni su terreni	25
Cedimenti edometrici.....	28
Verifica del carico limite	30
Conclusioni	34

PREMESSA

La presente relazione geologica è stata commissionata allo scrivente allo scopo di verificare le condizioni idrogeologiche e geotecniche di un'area sulla quale dovrà essere realizzato un PUA (ex SICAP) tra la Via De Brozzi e la Via Canaletto, in Comune di Lugo.

Geograficamente l'area è inserita nel foglio n. 222.150 della carta tecnica regionale.

Lo studio è finalizzato alla ricerca dei parametri che consentono la classificazione sismica del terreno in modo che la presente relazione può essere utilizzata anche per la costruzione di un edificio destinato a supermercato; a tale scopo sono state programmate le seguenti indagini:

- Esecuzione di n. 2 prove penetrometriche statiche
- Rilievi sismici
- Ricerca bibliografica

Alla presente relazione sono allegati:

- planimetria area d'intervento con ubicazione prove a scala 1:1.000
- grafici penetrometrici statici
- 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
- 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 Piano Urbanistico compreso tra la Via De Brozzi e la Via Canaletto di circa 22.000 m². L'area d'intervento oggetto della presente relazione sarà servita da una strada interna collegata alla Via De Brozzi e da parcheggi interni.

Nel lotto edificabile potrà essere costruito un edificio con forma planimetrica rettangolare e lati massimi di 71,0 m di lunghezza per 42,0 m di larghezza.

Le fondazioni del fabbricato saranno di tipo a plinto che saranno conformi alla normativa sismica vigente.

MORFOLOGIA E GEOLOGIA DEL TERRITORIO

La zona qui studiata è posta a circa 12 m s.l.m., morfologicamente si presenta pianeggiante e delimitata a nord dalla Via De Brozzi e su tutti gli altri lati da confini di proprietà.

Geologicamente l'area è formata da terreni denominati AES8a che sono costituiti da depositi 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 argille più o meno compatte, con livelli di argille organiche.

Lo spessore di tali sedimenti è superiore a 200 m.

La stratigrafia superficiale del terreno ricavata dalle prove penetrometriche eseguite è così schematizzabile:

Prova 1

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.40	Argille organiche e terreni misti
0.40	4.20	Argilla inorganica compatta
4.20	4.40	Argille organiche
4.40	10.00	Argilla inorganica compatta
10.00	11.20	Argilla inorganica molto compatta
11.20	14.00	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
14.00	14.60	Argilla inorganica molto compatta

Prova 2

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	1.00	Argille organiche e terreni misti
1.00	2.00	Argilla inorganica compatta
2.00	4.00	Argilla inorganica molto compatta
4.00	4.60	Argille organiche
4.60	5.60	Argilla inorganica compatta

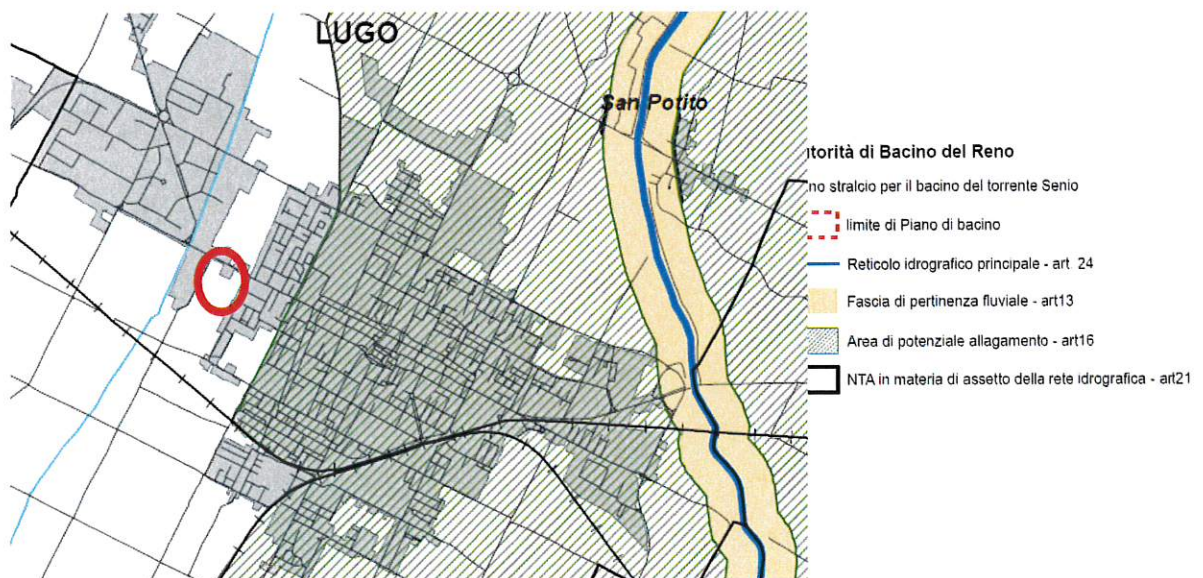
5.60	8.00	Argilla inorganica molto compatta
8.00	9.60	Argille sabbiose e limose
9.60	11.20	Argilla inorganica molto compatta
11.20	14.00	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
14.00	14.60	Argilla inorganica molto compatta

La falda è stata trovata sub affiorante (0,5 m) per le abbondanti piogge ma da pozzi rinvenuti dalla carta geologica della Regione Emilia Romagna essa risulta a profondità di 1,8 m dal piano campagna attuale.

IDROLOGIA E RISCHIO IDRAULICO

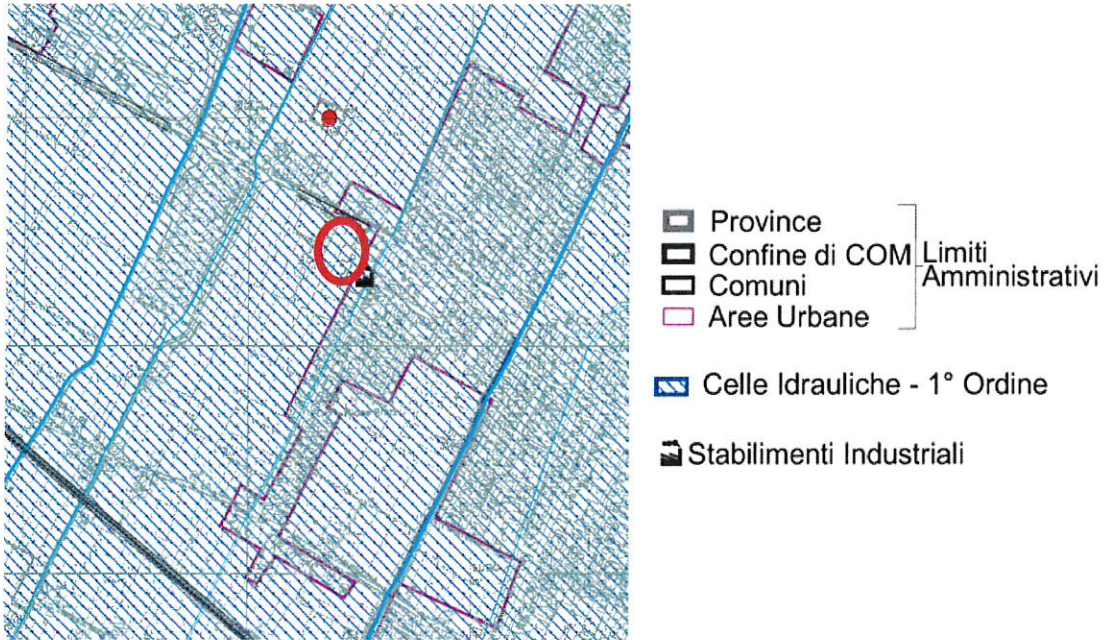
I corpi idrici principali che si trovano a est e a ovest dell'area sono rispettivamente il Fiume Senio che scorre a circa 3.300 m a est e il Torrente Santerno che scorre a 3.000 m ovest.

Dalla Tavola 40 riguardante i Piani di Bacino si può notare che l'area d'interesse è al di fuori delle aree di potenziale allagamento.



Nella Tavola del Piano di Emergenza Provinciale di Protezione Civile (Tavola Lugo 3) per il Rischio Idrogeologico, ci mostra che il comparto ricade nell'area delle Celle Idrauliche di 1° Ordine, comunque non presenta elementi di criticità e non sussistono vincoli particolari.

La cella idraulica rappresenta quella porzioni di territorio "chiuso" che se fosse allagata sarebbe in grado di costituire un elemento idraulico isolato dal resto del territorio di primo ordine perché abbastanza lontane dal Fiume.



Da quanto emerso dal confronto tra le varie carte tematiche risulta che il rischio di potenziale allagamento è basso, nè sussistono altri elementi di criticità idraulica.

VERIFICA SISMICA

Il comune di Lugo è inserito nella cella sismica del territorio Italia definita dalle seguenti coordinate geografiche:

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 17182	Lat: 44,4240	Lon: 11,8806	Distanza: 1386,066
Sito 2	ID: 17183	Lat: 44,4249	Lon: 11,9506	Distanza: 4240,283
Sito 3	ID: 16961	Lat: 44,4749	Lon: 11,9493	Distanza: 6685,070
Sito 4	ID: 16960	Lat: 44,4739	Lon: 11,8793	Distanza: 5354,555



Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
 Categoria topografica: T1
 Periodo di riferimento: 75 anni
 Coefficiente cu: 1,5

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
 Tr: 712 [anni]
 ag: 0,210 g
 Fo: 2,420
 Tc*: 0,305 [s]

Indagine sismica

Metodi di indagine

Prova HVSR

All'interno dell'area di studio 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/s²), 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.

Prova MASW

L'analisi dei microtremori viene effettuata utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione (a geofono singolo) disposta sul terreno con array lineare, da 12 a 48 geofoni; per ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, oltre ad utilizzare geofoni con bassa frequenza di risonanza (4-14 Hz raccomandati), è indispensabile

allungare il tempo di registrazione (15-30s) rispetto alla sismica a rifrazione tradizionale. L'uso di un sismografo digitale con elevata dinamica consente di dimezzare la frequenza utile campionabile rispetto a quella nominale dei geofoni impiegati.

Si possono così registrare onde di superficie il cui contenuto in frequenza copre un range da 25-30Hz fino a 2 Hz che, in condizioni ottimali, offre una dettagliata ricostruzione dell'andamento delle Vs relativamente ai primi cento metri di profondità.

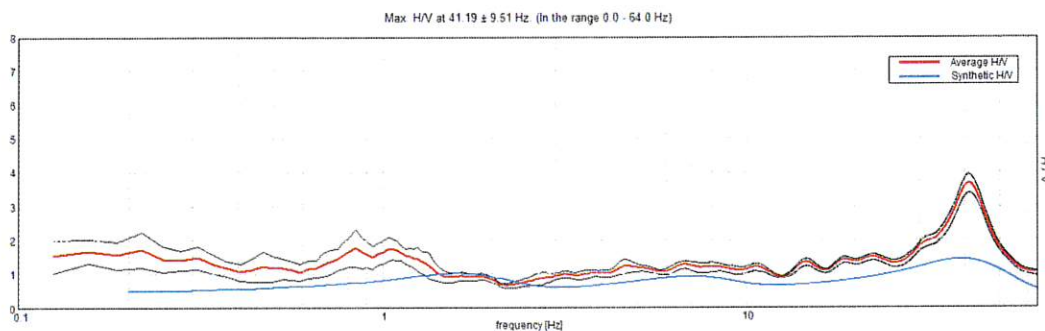
L'elaborazione del segnale consiste nell'operare una trasformata bidimensionale "slowness-frequency"(p-f) che analizza l'energia di propagazione delle onde sismiche create mediante una massa battente ad un estremo della linea sismica e nel rappresentarne lo spettro di potenza su un grafico p-f.

A questo punto l'operatore, in maniera arbitraria ed in base all'esperienza, esegue un "picking" attribuendo ad un certo numero di punti una o più slowness (p o 1/velocità di fase) per alcune frequenze. Tali valori vengono in seguito plottati su un diagramma periodo-velocità di fase per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello diretto.

Risultati

Prova HVSR

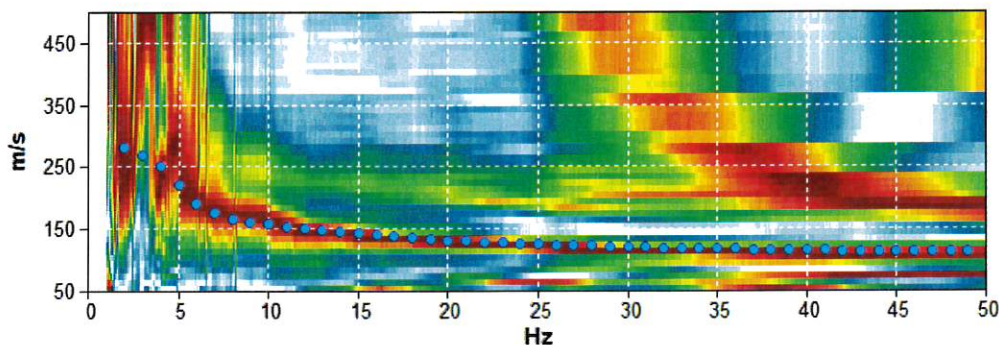
H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Come si vede nello spettro sopraindicato, non si osservano picchi rilevanti (se non a livelli molto superficiali) ad indicare come non vi siano contatti tra strati un alto rapporto di impedenza e la velocità delle onde S nel terreno che tende a crescere omogeneamente senza passaggi netti e quindi senza discontinuità rilevanti.

La linea rossa corrisponde al rapporto spettrale H/V misurato, mentre quella blu è stata calcolata tramite una procedura matematica di inversione di un profilo stratigrafico mostrato in seguito.

Prova MASW

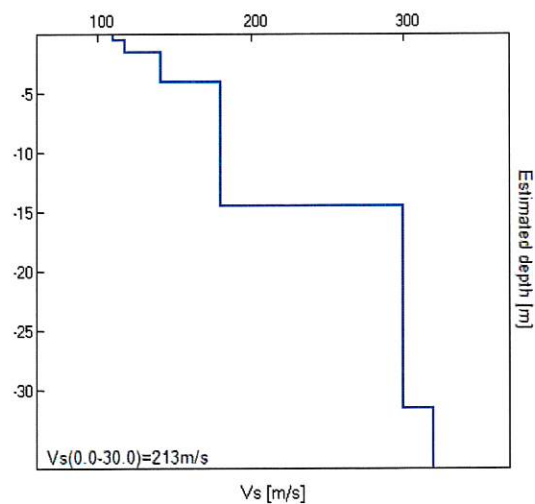


Dalla prova MASW si vede l'orizzonte relativo alla velocità delle onde S nel terreno.

La stratigrafia sismica dell'area, che produce i punti azzurri nel grafico spettrale della prova in array è qui di seguito mostrata.

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.50	0.50	110	0.42
1.10	0.60	118	0.42
2.50	1.40	141	0.42
10.4	7.90	180	0.42
17.0	6.60	300	0.42
inf.	inf.	320	0.42

Il valore delle Vs30 calcolato è pari a 213 m/s.



ELEMENTI DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA

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

Tali eventi sismici sono in primo luogo descritti in termini di accelerazione di picco su sottosuolo rigido (PGA), valore proposto in base alla nuova classificazione sismica nazionale, che distribuisce i vari comuni del territorio nazionale in 4 categorie.

Procedendo con le azioni di progetto si passa poi ai cosiddetti "effetti di sito", che modificano l'azione sismica di partenza, in base alla litologia dei depositi attraversati dalle onde sismiche prima di pervenire all'edificio di progetto.

Le varie tipologie di sottosuolo sono discriminate sulla base delle velocità di propagazione delle onde S e sono state raggruppate in 5 + 2 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	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi Caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800	-	-
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti Con spessori di diverse decine di metri, 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 $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa)	360 – 800	> 50	> 250
C	Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza Con spessori variabili da diverse decine a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa)	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti Caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa)	< 180	< 15	< 70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali Con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s			
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto d'acqua, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa)	< 100	-	10 – 20
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			

In base alla classificazione sismica del sottosuolo, il terreno di studio ricade all'interno della **classe C**.

Verifica sismica di II° Livello

Il territorio regionale è stato suddiviso in varie aree a seconda della tipologia morfologica e stratigrafica.

Il comune di Lugo è inserito in categoria II^a, mentre per quanto concerne le tabelle delle amplificazioni l'area appartiene alla categoria PIANURA 2 (substrato ≥ 150 m dal p.c.).

Le tabelle sono qui di seguito riportate:

Fattore di Amplificazione P.G.A. (accelerazione orizzontale di picco)

Vs ₃₀	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1,5	1,5	1,5	1,4	1,4	1,4	1,3	1,1	1,0	1,0

Fattore di Amplificazione INTENSITA' SPETTRALE – 0,1 <T₀< 0,5 s

Vs ₃₀	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1,8	1,8	1,7	1,7	1,5	1,4	1,3	1,2	1,0	1,0

Fattore di Amplificazione INTENSITA' SPETTRALE – 0,5 <T₀< 1,0 s

Vs ₃₀	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	2,5	2,3	2,3	2,0	1,8	1,7	1,7	1,5	1,2	1,0

Oltre alle amplificazioni stratigrafiche sono considerate anche le amplificazioni dovute alla topografia che in questo caso essendo in pianura sono di categoria T1.

I parametri sismici forniti dalla normativa per il contesto morfologico pianura 2 sono:

Vs30	Contesto morfologico	F.A. PGA	F.A.S.I. (0,1s<T ₀ <0,5s)	F.A.S.I. (0,5s<T ₀ <1s)
250<Vs30<280	PIANURA 2	1,5	1,8	2,3

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:

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

Da studi statistici si è verificato che il fuso granulometrico a rischio possiede un D_{50} compreso tra 0,25 e 0,45 mm.

Poiché la liquefazione si verifica in condizioni in cui le sabbie presentano una composizione granulometrica piuttosto uniforme, si escludono dalla verifica i casi in cui si presentano livelli sabbiosi di spessore uguale o inferiore ai 60 cm, che rappresentano intercalazioni all'interno di strati coesivi.

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:

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

dove CRR = resistenza ciclica del terreno

CSR = sforzo di taglio ciclico indotto dal sisma

MSF = fattore di scala della magnitudo

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

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

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

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

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

g è la forza di gravità (980,7 cm/s²)

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 liquefazione P_L (Iwasaki et al, 1978):

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

dove

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

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

Risultati

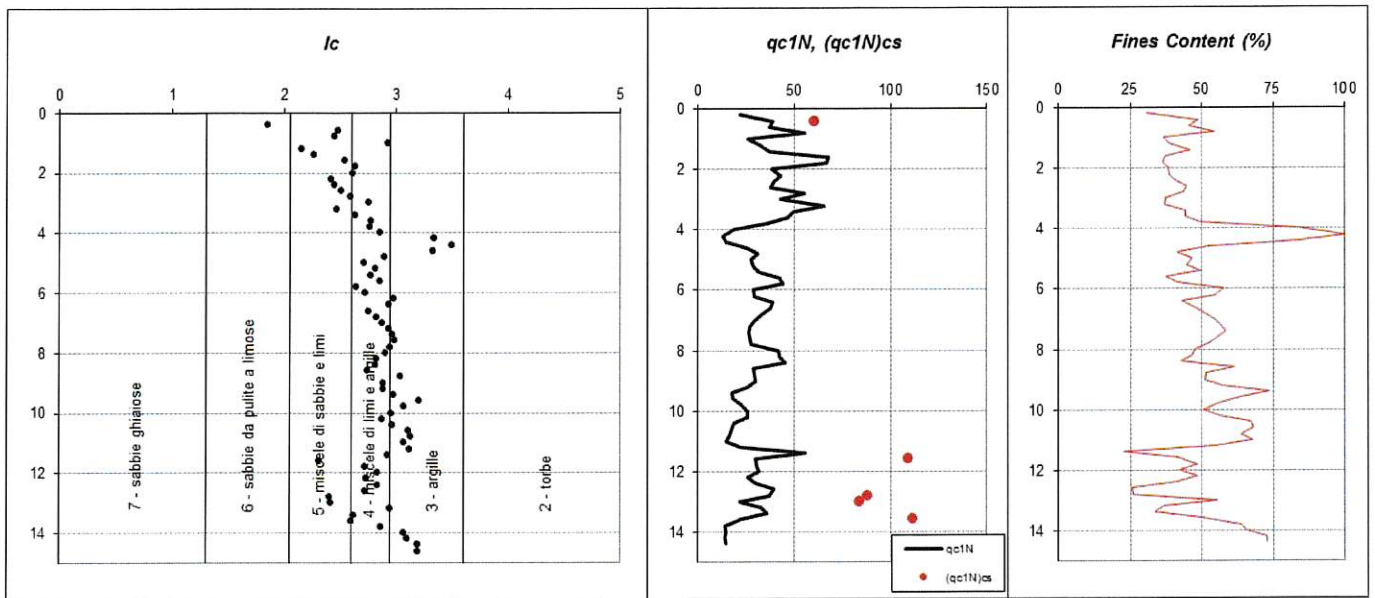
Poiché l'area di studio ricade nella classe C, per il calcolo dell'azione sismica si considera un'accelerazione pari a :

$$S \times a_g = 1,40 \times 0,210 = 0,294 \text{ g}$$

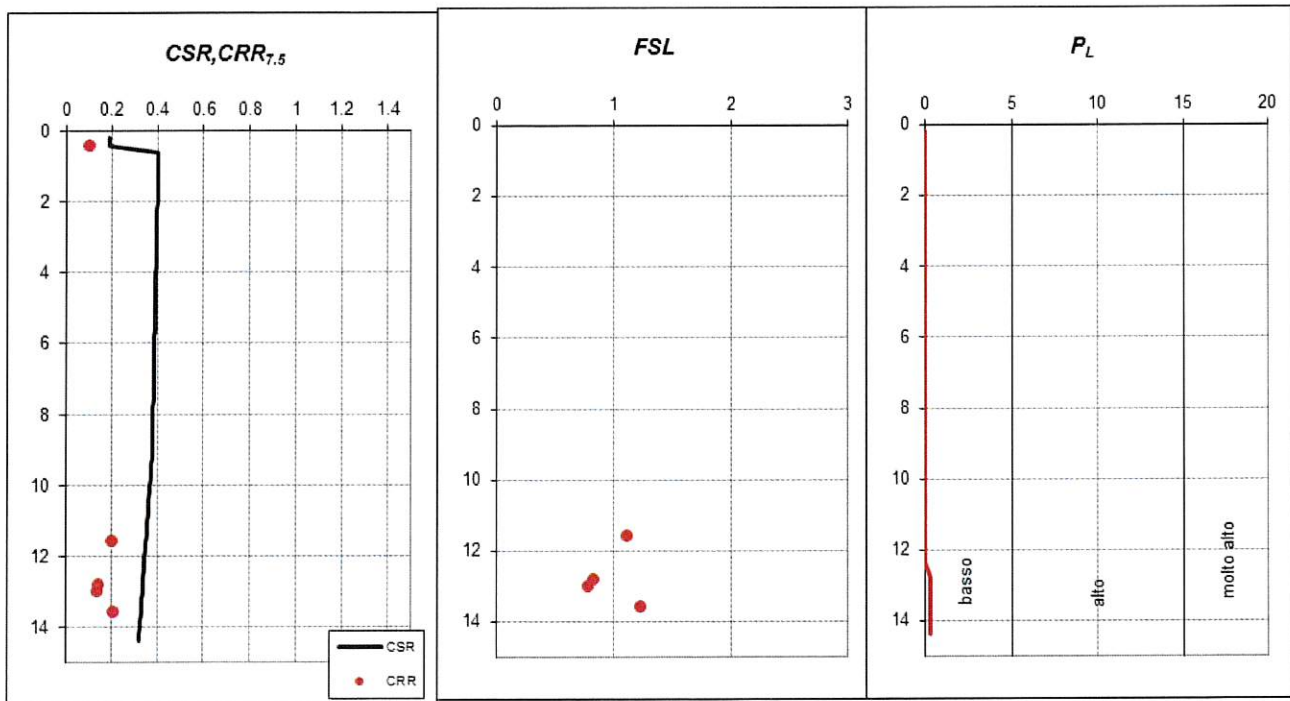
Inserendo i valori estratti dalla prova CPT, Robertson e Wride propongono una distinzione granulometrica sulla base di un Indice del tipo di terreno I_c .

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 solo due strati che presentano un fattore di sicurezza inferiori a 1, il che si traduce in un valore di P_L estremamente basso, ad indicare come il rischio di liquefazione sia praticamente nullo.

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/cm^2) 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 cm^2
- A_m = area del manicotto di frizione = 150 cm^2
- 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**) = $(LP \times C_t) / 10 \text{ cm}^2$ **Resistenza alla punta**
- Q_i (**RL**) (**fs**) = $[(LT - LP) \times C_t] / 150 \text{ cm}^2$ **Resistenza laterale**

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

N.B.

- $A_p = 10 \text{ cm}^2$ e $A_m = 150 \text{ cm}^2$
- 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 (%) (Jamiolkowski 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 testoni 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 (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: SICAP spa
Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)
Prova eseguita in data: 20/03/2018
Profondità prova: 14.60 mt
Località: Lugo

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	0.00	0.0	0.1	1.0	0.1	724.6
0.40	15.00	30.0	15.1	0.4	37.8	2.6
0.60	18.00	24.0	18.1	0.6	30.2	3.3
0.80	20.00	29.0	20.1	0.8	25.2	4.0
1.00	12.00	24.0	12.1	0.8	15.2	6.6
1.20	15.00	27.0	15.3	0.7	20.8	4.8
1.40	18.00	29.0	18.3	0.9	21.1	4.7
1.60	13.00	26.0	13.3	0.9	15.3	6.5
1.80	12.00	25.0	12.3	0.7	18.4	5.4
2.00	16.00	26.0	16.3	0.9	18.8	5.3
2.20	14.00	27.0	14.4	0.9	15.4	6.5
2.40	14.00	28.0	14.4	0.8	18.0	5.6
2.60	12.00	24.0	12.4	0.9	14.3	7.0

2.80	12.00	25.0	12.4	0.9	14.3	7.0
3.00	14.00	27.0	14.4	0.9	16.6	6.0
3.20	15.00	28.0	15.6	1.0	15.6	6.4
3.40	14.00	29.0	14.6	1.0	14.6	6.9
3.60	15.00	30.0	15.6	0.7	21.2	4.7
3.80	16.00	27.0	16.6	0.7	24.8	4.0
4.00	12.00	22.0	12.6	0.6	20.9	4.8
4.20	10.00	19.0	10.7	0.6	17.8	5.6
4.40	8.00	17.0	8.7	0.8	10.9	9.2
4.60	11.00	23.0	11.7	0.7	15.9	6.3
4.80	14.00	25.0	14.7	0.9	15.7	6.4
5.00	11.00	25.0	11.7	0.9	13.5	7.4
5.20	10.00	23.0	10.8	0.7	14.8	6.8
5.40	12.00	23.0	12.8	1.0	12.8	7.8
5.60	13.00	28.0	13.8	1.0	13.8	7.2
5.80	15.00	30.0	15.8	1.1	14.0	7.2
6.00	12.00	29.0	12.8	0.9	13.7	7.3
6.20	20.00	34.0	21.0	1.1	19.6	5.1
6.40	18.00	34.0	19.0	1.1	16.7	6.0
6.60	19.00	36.0	20.0	1.1	17.6	5.7
6.80	14.00	31.0	15.0	0.7	20.4	4.9
7.00	22.00	33.0	23.0	1.0	23.0	4.4
7.20	15.00	30.0	16.1	1.2	13.4	7.5
7.40	16.00	34.0	17.1	1.1	15.1	6.6
7.60	16.00	33.0	17.1	1.0	17.1	5.8
7.80	13.00	28.0	14.1	0.9	15.1	6.6
8.00	11.00	25.0	12.1	1.1	11.3	8.8
8.20	13.00	29.0	14.2	1.0	14.2	7.0
8.40	13.00	28.0	14.2	1.1	13.3	7.5
8.60	13.00	29.0	14.2	1.1	13.3	7.5
8.80	14.00	30.0	15.2	1.1	14.3	7.0
9.00	15.00	31.0	16.2	1.1	15.2	6.6
9.20	17.00	33.0	18.4	1.1	16.2	6.2
9.40	16.00	33.0	17.4	1.1	15.3	6.5
9.60	15.00	32.0	16.4	1.1	14.5	6.9
9.80	14.00	31.0	15.4	1.1	13.6	7.4
10.00	18.00	35.0	19.4	1.3	15.3	6.5
10.20	21.00	40.0	22.5	1.3	17.8	5.6
10.40	23.00	42.0	24.5	1.3	18.4	5.4
10.60	20.00	40.0	21.5	1.3	16.1	6.2
10.80	18.00	38.0	19.5	1.6	12.2	8.2
11.00	19.00	43.0	20.5	1.4	14.7	6.8
11.20	14.00	35.0	15.7	1.7	9.0	11.1
11.40	25.00	51.0	26.7	2.2	12.1	8.3
11.60	31.00	64.0	32.7	2.9	11.1	9.0
11.80	34.00	78.0	35.7	2.5	14.1	7.1
12.00	31.00	69.0	32.7	1.6	20.4	4.9
12.20	34.00	58.0	35.8	1.5	24.4	4.1
12.40	20.00	42.0	21.8	1.5	14.9	6.7
12.60	32.00	54.0	33.8	1.5	23.0	4.3
12.80	41.00	63.0	42.8	1.1	37.8	2.6
13.00	40.00	57.0	41.8	1.3	31.4	3.2
13.20	38.00	58.0	39.9	1.3	30.0	3.3
13.40	41.00	61.0	42.9	1.5	28.0	3.6
13.60	43.00	66.0	44.9	1.3	35.5	2.8
13.80	25.00	44.0	26.9	1.8	15.0	6.7
14.00	31.00	58.0	32.9	0.9	38.0	2.6
14.20	18.00	31.0	20.1	0.9	23.1	4.3

14.40	17.00	30.0	19.1	1.1	17.9	5.6
14.60	18.00	34.0	20.1	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Descrizione
0.40	15.1	0.4	1.9	Argille organiche e terreni misti
4.20	14.7	0.8	1.9	Argilla inorganica compatta
4.40	8.7	0.8	1.8	Argille organiche
10.00	15.7	1.0	1.9	Argilla inorganica compatta
11.20	20.7	1.4	2.0	Argilla inorganica molto compatta
14.00	35.1	1.6	2.1	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
14.60	19.7	0.6	1.9	Argilla inorganica molto compatta

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 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 defomazione 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 0.40	CI	0.8	564.8	48.4	147.1	<0.5	1.9	2.0	85.7	40.5	0.0	264.29
2 4.20	C	0.7	541.6	48.4	144.7	>9	1.9	2.0	--	--	--	227.14
3 4.40	C	0.4	309.9	40.4	105.0	>9	1.8	1.9	--	--	--	204.63
4 10.00	C	0.8	562.6	48.2	150.6	>9	1.9	2.0	--	--	--	230.14
5 11.20	C	1.0	738.5	41.4	178.3	>9	2.0	2.1	--	--	--	243.16
6 14.00	CI	1.8	1270.4	70.2	246.2	<0.5	2.1	2.1	31.2	31.8	0.0	322.23
7 14.60	C	1.0	686.1	42.7	173.0	3.0	2.0	2.0	--	--	--	240.77

PROVA Nr.2

Committente: SICAP spa
 Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)
 Prova eseguita in data: 20/03/2018
 Profondità prova: 14.60 mt
 Località: Lugo

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	7.1	0.1	53.7	1.9
0.40	11.00	13.0	11.1	0.7	15.2	6.6
0.60	9.00	20.0	9.1	0.7	13.7	7.3
0.80	10.00	20.0	10.1	0.7	15.2	6.6
1.00	5.00	15.0	5.1	0.3	15.4	6.5
1.20	13.00	18.0	13.3	0.6	22.1	4.5
1.40	16.00	25.0	16.3	0.9	17.4	5.7
1.60	14.00	28.0	14.3	0.7	19.5	5.1
1.80	11.00	22.0	11.3	0.7	15.4	6.5
2.00	12.00	23.0	12.3	0.7	16.7	6.0
2.20	17.00	28.0	17.4	1.0	17.4	5.7
2.40	20.00	35.0	20.4	1.0	20.4	4.9
2.60	19.00	34.0	19.4	1.2	16.2	6.2
2.80	19.00	37.0	19.4	1.2	16.2	6.2
3.00	15.00	33.0	15.4	1.1	14.4	6.9
3.20	23.00	39.0	23.6	1.3	18.6	5.4
3.40	20.00	39.0	20.6	1.2	17.1	5.8
3.60	16.00	34.0	16.6	1.1	14.6	6.8
3.80	16.00	33.0	16.6	0.9	17.7	5.6
4.00	13.00	27.0	13.6	1.1	12.7	7.9
4.20	7.00	23.0	7.7	0.8	9.6	10.4
4.40	5.00	17.0	5.7	0.7	8.5	11.7
4.60	6.00	16.0	6.7	0.6	11.2	9.0
4.80	11.00	20.0	11.7	0.5	21.9	4.6
5.00	14.00	22.0	14.7	0.6	24.5	4.1
5.20	13.00	22.0	13.8	0.6	23.0	4.3
5.40	14.00	23.0	14.8	1.0	14.8	6.7
5.60	16.00	31.0	16.8	0.9	18.0	5.5
5.80	22.00	36.0	22.8	1.4	16.3	6.1
6.00	24.00	45.0	24.8	1.3	18.6	5.4
6.20	16.00	36.0	17.0	1.3	13.4	7.5
6.40	17.00	36.0	18.0	1.3	14.2	7.1
6.60	23.00	42.0	24.0	1.5	15.6	6.4
6.80	23.00	46.0	24.0	1.5	16.3	6.1
7.00	21.00	43.0	22.0	1.4	15.7	6.4
7.20	19.00	40.0	20.1	1.3	15.1	6.6
7.40	18.00	38.0	19.1	1.4	13.6	7.3
7.60	18.00	39.0	19.1	1.3	14.3	7.0
7.80	19.00	39.0	20.1	1.3	15.9	6.3
8.00	20.00	39.0	21.1	2.3	9.0	11.1
8.20	31.00	66.0	32.2	2.3	13.8	7.2
8.40	32.00	67.0	33.2	2.2	15.1	6.6
8.60	35.00	68.0	36.2	2.3	15.5	6.4
8.80	23.00	58.0	24.2	1.5	15.8	6.3
9.00	24.00	47.0	25.2	1.6	15.8	6.3
9.20	25.00	49.0	26.4	1.6	16.5	6.1

9.40	22.00	46.0	23.4	1.4	16.7	6.0
9.60	15.00	36.0	16.4	1.0	16.4	6.1
9.80	16.00	31.0	17.4	1.1	15.3	6.5
10.00	20.00	37.0	21.4	1.3	16.9	5.9
10.20	24.00	43.0	25.5	1.7	15.3	6.5
10.40	24.00	49.0	25.5	1.4	18.2	5.5
10.60	18.00	39.0	19.5	1.3	15.4	6.5
10.80	17.00	36.0	18.5	0.9	21.4	4.7
11.00	16.00	29.0	17.5	0.9	20.2	4.9
11.20	15.00	28.0	16.7	1.2	13.9	7.2
11.40	23.00	41.0	24.7	1.1	21.8	4.6
11.60	58.00	75.0	59.7	1.2	49.7	2.0
11.80	32.00	50.0	33.7	1.9	18.0	5.5
12.00	33.00	61.0	34.7	1.5	23.6	4.2
12.20	35.00	57.0	36.8	1.3	27.6	3.6
12.40	29.00	49.0	30.8	1.3	24.3	4.1
12.60	34.00	53.0	35.8	0.7	48.8	2.0
12.80	44.00	55.0	45.8	0.7	68.7	1.5
13.00	42.00	52.0	43.8	1.4	31.3	3.2
13.20	26.00	47.0	27.9	1.2	23.3	4.3
13.40	40.00	58.0	41.9	1.2	34.9	2.9
13.60	42.00	60.0	43.9	1.2	36.6	2.7
13.80	28.00	46.0	29.9	0.8	37.4	2.7
14.00	18.00	30.0	19.9	1.0	19.9	5.0
14.20	19.00	34.0	21.1	1.2	17.6	5.7
14.40	18.00	36.0	20.1	1.3	15.1	6.6
14.60	19.00	39.0	21.1	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Descrizione
1.00	8.1	0.6	1.8	Argille organiche e terreni misti
2.00	13.5	0.7	1.9	Argilla inorganica compatta
4.00	18.3	1.1	2.0	Argilla inorganica molto compatta
4.60	6.7	0.7	1.8	Argille organiche
5.60	14.4	0.7	1.9	Argilla inorganica compatta
8.00	21.0	1.4	2.0	Argilla inorganica molto compatta
9.60	27.2	1.7	2.0	Argille sabbiose e limose
11.20	20.3	1.2	2.0	Argilla inorganica molto compatta
14.00	36.4	1.2	2.0	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
14.60	20.7	0.8	1.9	Argilla inorganica molto compatta

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 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	0.4	300.4	38.7	100.5	>9	1.8	1.9	--	--	--	201.74
2 2.00	C	0.7	499.7	48.1	137.3	>9	1.9	2.0	--	--	--	223.33
3 4.00	C	0.9	674.2	45.4	165.4	>9	2.0	2.0	--	--	--	237.27
4 4.60	C	0.3	234.6	34.2	89.5	>9	1.8	1.9	--	--	--	194.27
5 5.60	C	0.7	520.8	48.4	142.9	>9	1.9	2.0	--	--	--	226.21
6 8.00	C	1.1	762.1	42.0	179.9	>9	2.0	2.1	--	--	--	243.85
7 9.60	C	1.4	987.1	54.4	210.7	>9	2.0	2.1	--	--	--	256.74
8 11.20	C	1.0	722.3	41.2	176.2	8.1	2.0	2.0	--	--	--	242.21
9 14.00	CI	1.8	1317.8	72.8	251.8	<0.5	2.1	2.1	31.8	31.9	0.0	325.00
1014.60	C	1.0	722.8	41.4	178.3	3.9	2.0	2.0	--	--	--	243.16

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 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]
Argille organiche e terreni misti	38.05	--	7404.02	17.65	20.59
Argilla inorganica compatta	37.75	65.80	4593.99	18.47	19.48
Argille organiche	--	42.17	3965.25	17.89	18.68
Argilla inorganica compatta	31.82	71.54	4435.74	18.67	19.53
Argilla inorganica molto compatta	--	91.49	4194.33	19.12	19.91
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	31.79	121.29	7949.24	17.95	20.53
Argilla inorganica molto compatta	28.70	92.56	2984.96	19.12	19.90

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]
Argille organiche e terreni misti	--	34.37	3369.32	17.53	18.31
Argilla inorganica compatta	--	59.81	4583.38	18.49	19.28
Argilla inorganica molto compatta	--	82.26	4304.50	19.01	19.79
Argille organiche	--	27.71	3000.99	17.17	17.95
Argilla inorganica compatta	--	63.44	4624.73	18.57	19.35
Argilla inorganica molto compatta	--	97.36	4305.09	19.27	20.05
Argille sabbiose e limose	--	114.87	4937.84	19.50	20.28
Argilla inorganica molto compatta	--	89.34	4404.43	19.09	19.87
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	31.39	74.95	9057.36	17.67	20.50
Argilla inorganica molto compatta	28.70	97.47	2775.94	19.21	19.99

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Carico limite di fondazioni su terreni

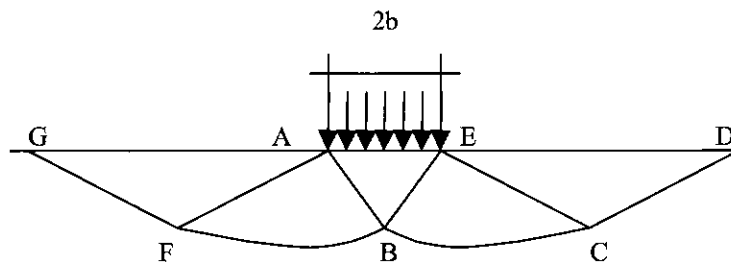
Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

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

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

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

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:

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

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

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

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

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

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 2008** 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

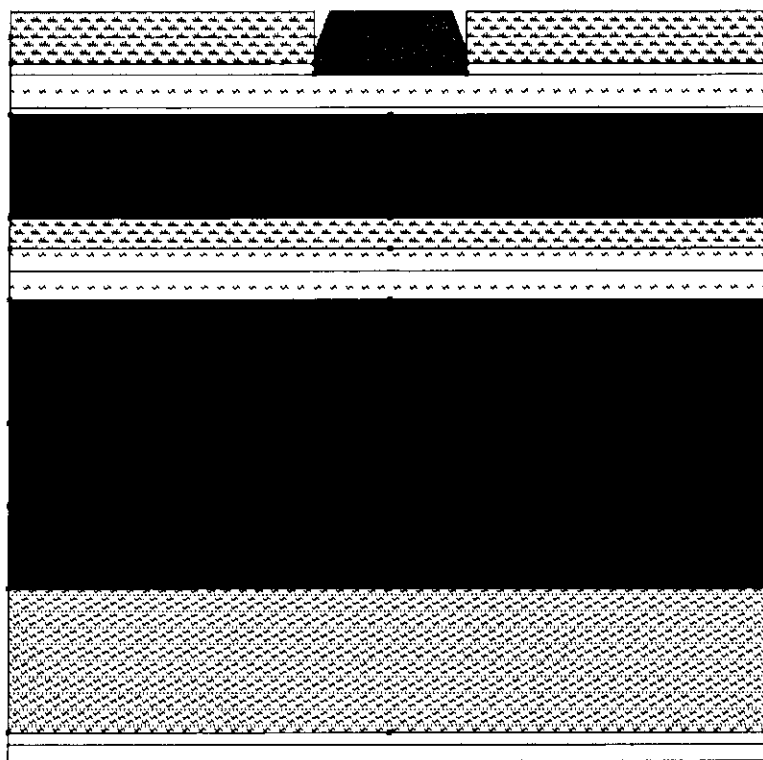
Nel presente capitolo verranno prese in considerazione fondazioni a plinto impostate a -1,2 m di profondità dal piano piazzale attuale. Sono considerati i parametri geotecnici ricavati dalla prova n.2 perché più cautelativi.

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	3.0 m
Lunghezza fondazione	3.0 m
Profondità piano di posa	1.2 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	0.5

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.293
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0821
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.2364



S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45.0	0.65	2.45	0.27
S.L.D.	75.0	0.81	2.45	0.28
S.L.V.	712.0	2.06	2.42	0.31
S.L.C.	1462.0	2.66	2.41	0.31

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.	0.975	0.2	0.0199	0.0099
S.L.D.	1.215	0.2	0.0248	0.0124
S.L.V.	2.8736	0.28	0.0821	0.041
S.L.C.	3.4786	0.28	0.0993	0.0497

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	130.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	130.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	130.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	130.23	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	Si	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]	390.69 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	169.86 kN/m ²
Tensione [Ed]	130.23 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)**Costante di Winkler 15627.5 kN/m³****A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.2
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 390.69 kN/m²

Resistenza di progetto 169.86 kN/m²
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore [Ng] 0.0
 Fattore forma [Sc] 1.2
 Fattore profondità [Dc] 1.0
 Fattore inclinazione carichi [lc] 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 390.69 kN/m²
 Resistenza di progetto 169.86 kN/m²
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

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

Pressione normale di progetto 120.0 kN/m²
 Cedimento dopo T anni 15.0
 Cedimento totale 5.97 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	1.6	19.124	90.362	1.53	--	1.53
3	3	33.137	49.468	2.22	--	2.22
4	4.3	45.811	28.358	0.51	--	0.51
5	5.1	53.197	20.833	0.44	--	0.44

6	6.8	70.483	11.873	0.69	--	0.69
7	8.8	91.528	6.99	0.21	--	0.21
8	10.4	108.363	4.929	0.2	--	0.2
9	12.6	132.33	3.294	0.13	--	0.13
10	14.3	151.167	2.524	0.04	--	0.04

CONCLUSIONI

L'intervento oggetto di questa relazione consiste nella realizzazione di un PUA di circa 22.000 m² compreso tra la Via De Brozzi e la Via Canaletto. Geologicamente l'area è formata da terreni costituiti prevalentemente da argille più o meno compatte con livelli di argille organiche e lenti sabbiose non liquefacibili.

La falda è stata trovata sub affiorante per le abbondanti piogge ma da pozzi rinvenuti dalla carta geologica della Regione Emilia Romagna essa risulta a profondità di 1,8 m dal piano campagna attuale.

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

I valori ricavati di Portanza del terreno per una fondazione a plinto impostata a -1,2 m di profondità dal piano piazzale attuale, sono:

- Carico limite 390.69 kN/m²
- Resistenza di progetto 169.86 kN/m²

Mentre i Cedimenti con pressione normale di progetto 120.0 kN/m²

- Cedimento dopo T anni 15.0
- Cedimento totale 5.97 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 per cui andrà asportato tutto il terreno si riporto e quello più scadente;
2. per portarsi alla quota fondale si consiglia di utilizzare terreno stabilizzato o getto magro per il sottofondo delle fondazioni;
3. il riporto di terreno deve essere costituito da materiale idoneo alla compattazione;
4. occorre eseguire correttamente le fogne e i sistemi drenanti le acque meteoriche;
5. effettuare i getti fondali in periodi stagionali favorevoli;
6. allontanare velocemente il terreno di risulta.

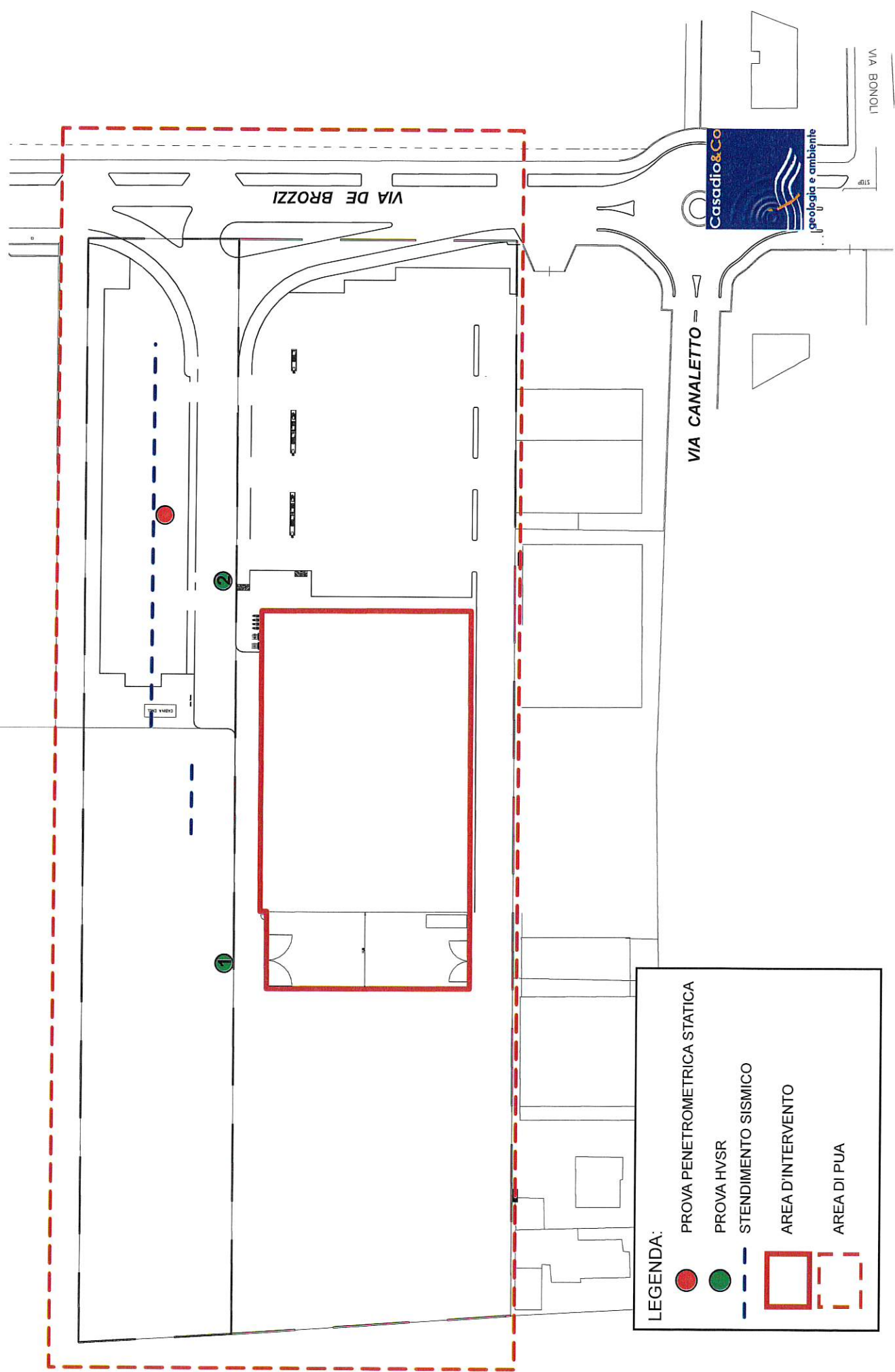
Qualora durante gli scavi fondali emergessero situazioni anomale non previste dal presente studio quali, terreno molle o di riporto con spessore maggiore di quello trovato, si prega di avvisare il sottoscritto il quale dopo sopralluogo deciderà sugli eventuali interventi da eseguire.

Casadio Mario



PLANIMETRIA AREA D'INTERVENTO

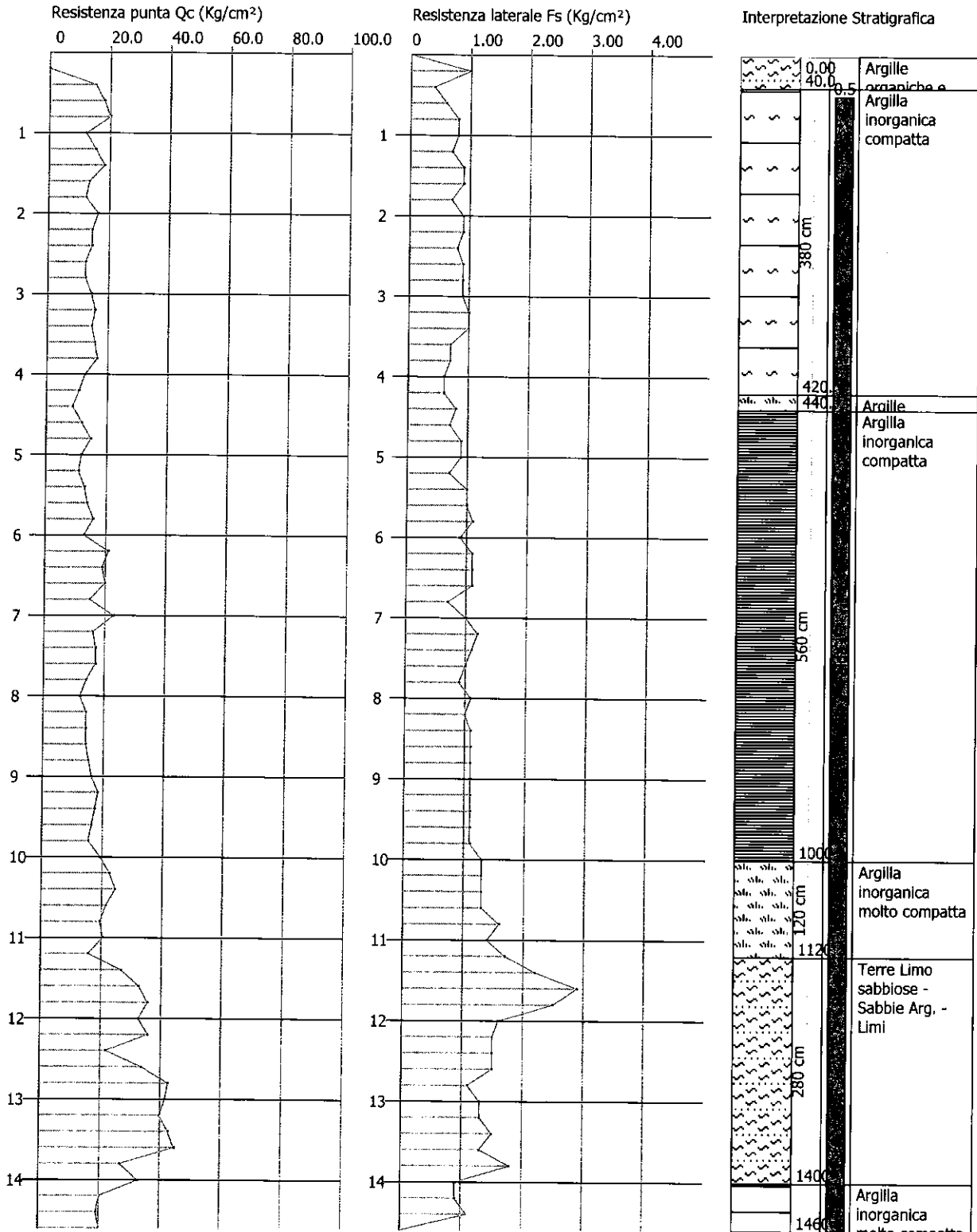
Scala 1:1.000



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

Committente:
 Cantiere: Via De Brozzi
 Località: Lugo

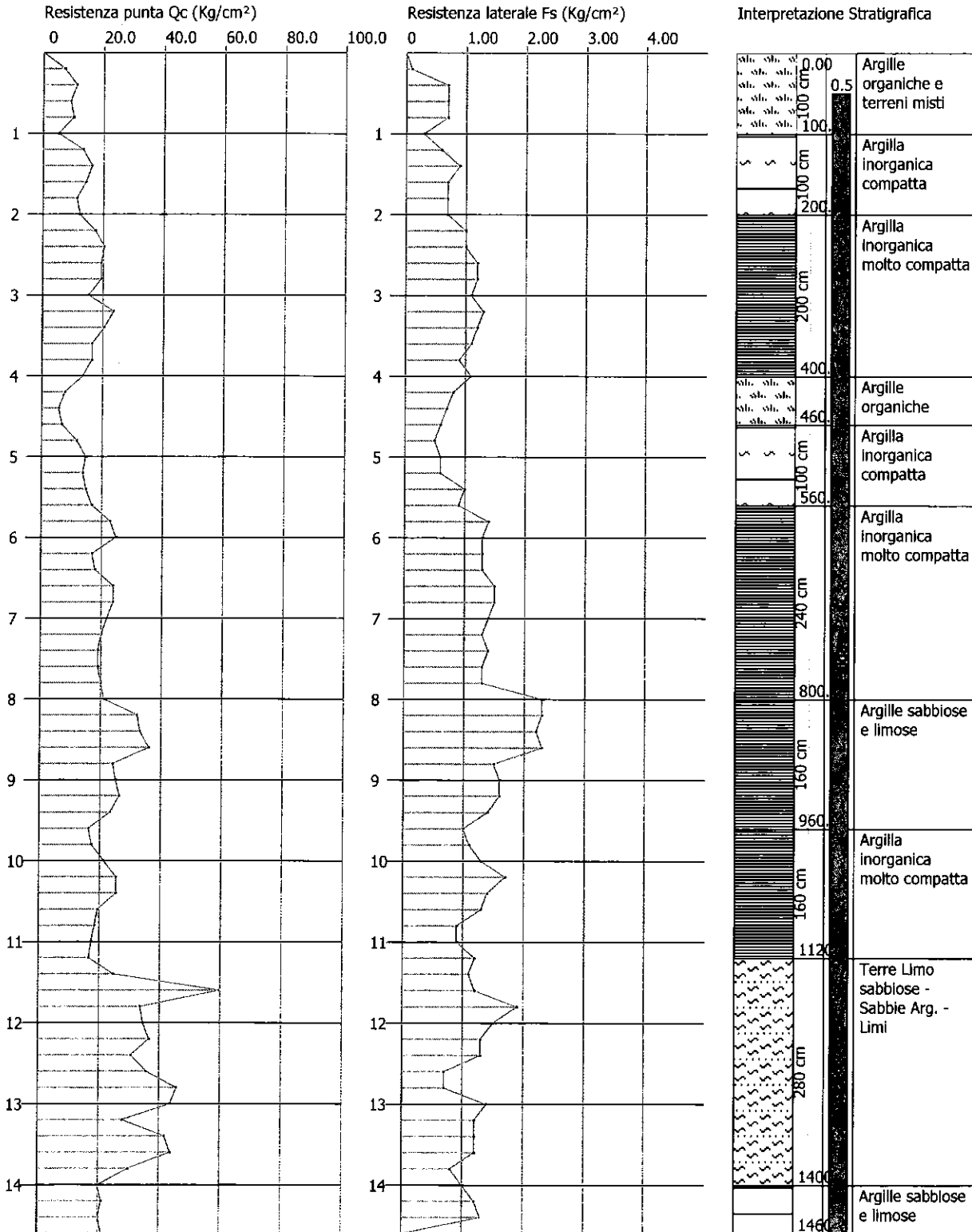
Data: 20/03/2018
 Scala 1:75



Probe CPT - Cone Penetration Nr.2
 Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente:
 Cantiere: Via De Brozzi
 Località: Lugo

Data: 20/03/2018
 Scala 1:75




CARTA GEOLOGICA

Scala 1: 10.000



Ambienti deposiz. e litologie (10K)

Argilla Limosa - Piana alluvionale

 Sabbia Limoso Argillosa - Piana alluvionale

Coperture quaternarie (10K)

 AES8a - Unità di Modena

 Area d'intervento