

CASADIO & CO.  
Di Casadio Mario

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



## RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

**Committente: Comune di Castel Maggiore**

**DATA: 11/04/2017**

**MIGLIORAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO  
SCOLASTICO: SCUOLA ELEMENTARE E MATERNA  
BASSI IN VIA GRAMSCI N 175  
A CASTEL MAGGIORE**

Il geologo  
**MARIO CASADIO**

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA  
MIGLIORAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO SCOLASTICO: SCUOLA  
ELEMENTARE E MATERNA BASSI IB VIA GRAMSCI N 175  
A CASTEL MAGGIORE

SOMMARIO

Premessa.....	3
Normativa di riferimento.....	4
Descrizione dell'intervento .....	4
Morfologia e geologia del territorio.....	4
Indagine sismica – HVSR .....	6
Elementi di progettazione antisismica .....	11
Condizioni topografiche .....	12
Verifica sulla liquefazione delle sabbie .....	12
Prove penetrometriche statiche CPT (cone penetration test).....	15
Calcolo dei valori caratteristici dei terreni .....	23
Calcolo portanza e cedimenti di fondazioni superficiali .....	26
Carico limite di fondazioni su terreni .....	26
Cedimenti edometrici .....	29
Verifica del carico limite .....	31
Conclusioni .....	38



## *NORMATIVA DI RIFERIMENTO*

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

- 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.
- Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- Eurocodice 8 (1998) Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali. - UNI
- Eurocodice 7.2 (2002) Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- Eurocodice 7.3 (2002) Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI

## *DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO*

Il plesso scolastico è costituito da due corpi collegati con un corridoio.

Il corpo adibito a scuola è costituito da due piani fuori terra e un piano seminterrato, mentre quello realizzato sul retro e adibito a palestra e aula magna ed è realizzato da due piani fuori terra senza scantinato. Il corridoio di collegamento è anch'esso realizzato su due piani.

Non si hanno informazioni certe sulle fondazioni ma dalla tipologia edilizia è abbastanza probabile che siano realizzate con struttura nastriforme impostate a profondità di circa 3 metri per la scuola e almeno 1,2 metri per la palestra-aula magna.

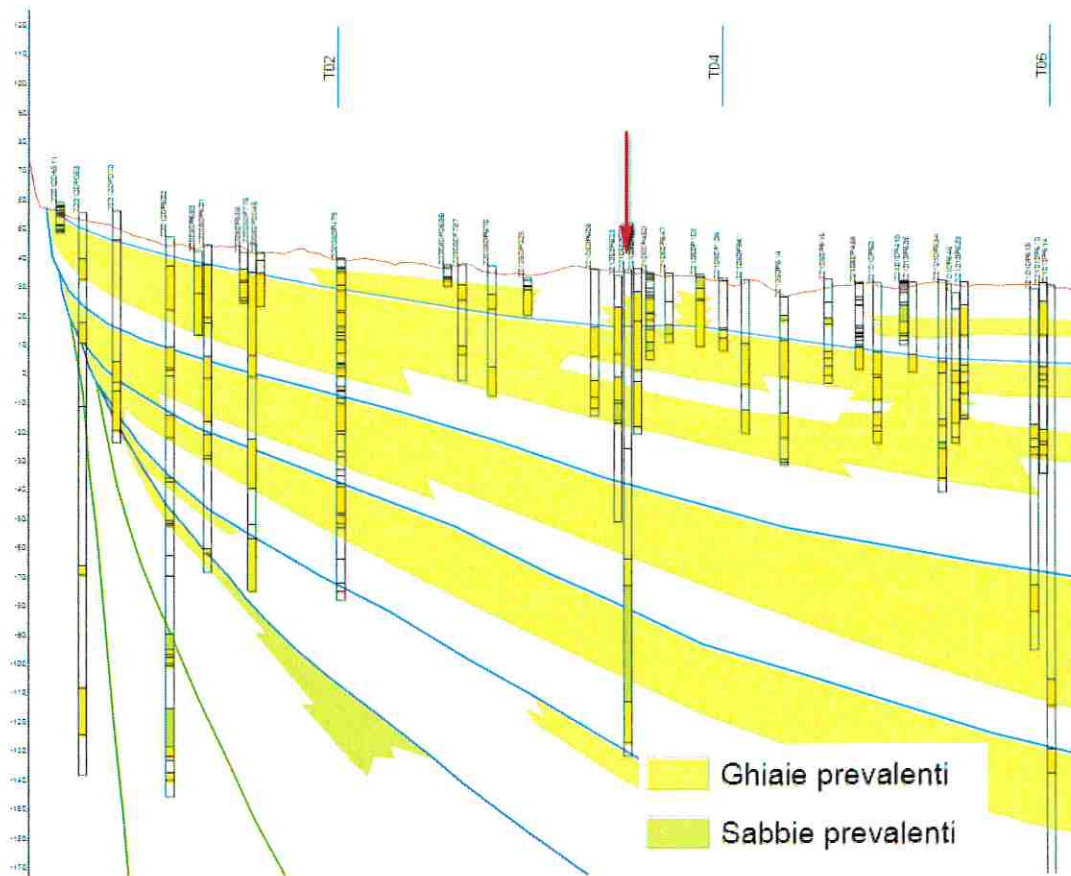
## *MORFOLOGIA E GEOLOGIA DEL TERRITORIO*

La zona qui studiata è posta a circa 30 m s.l.m., morfologicamente si presenta come un lotto leggermente rialzato in area pianeggiante e in gran parte lottizzata delimitata a est dalla via Gramsci a nord dal Piazza della Pace mentre sugli altri lati da confini di proprietà.

Dal punto di vista idrologico le acque superficiali sono regimate dal reticolo fognario urbano, collegato ai corsi d'acqua più prossimi che sono lo scolo Bondanello a ovest e il canale

Navile a est, entrambi affluenti del fiume Reno che scorre a distanza di circa 3800 metri a ovest.

Geologicamente l'area è formata da terreni denominati nella carta geologica regionale con la sigla AES8 e sono costituiti da depositi di rottura arginale prevalentemente coerenti appartenenti al Pleistocene superiore – Olocene; sono presenti in profondità strati e livelli ghiaiosi e sabbiosi spesso sede di falde artesiane. Lo spessore di tali alluvioni non è inferiore ai 100 metri.



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

Prova n.1

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.60	Sabbie
0.60	2.20	Argille sabbiose molto compatte
2.20	3.20	Argille limose e sabbiose molto compatte
3.20	9.60	Argilla con livelli di sabbia compatta
9.60	12.60	Sabbie
12.60	13.60	Limo sabbioso
13.60	14.80	Sabbie limose

Prova n.2

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	1.00	Terreno vegetale
1.00	3.40	Argille sabbiose
3.40	5.60	Argille compatte
5.60	9.60	Argille sabbiose e limose molto compatte
9.60	10.60	Limo
10.60	13.40	Sabbie
13.40	15.00	Limo sabbioso

La falda è stata trovata nei fori di prova alle seguenti profondità dal piano campagna attuale:

Prova	Profondità m
1	4.30
2	4.18

**INDAGINE SISMICA – HVSR**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/s<sup>2</sup>), 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  $\lambda$  è pari a 4 volte lo spessore  $h$  dello strato (condizione di risonanza):

Relativamente alle onde S:

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

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

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

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

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

#### Prova ReMi

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 termine 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  $V_s$  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 del rumore in entrambe le direzioni 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)

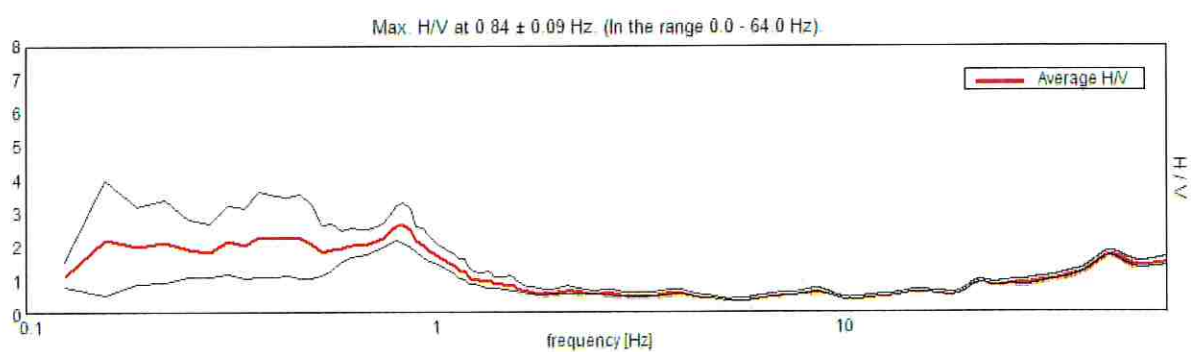


per alcune frequenze. Tali valori vengono in seguito plottati su un diagramma periodo-velocità di fase per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello diretto.



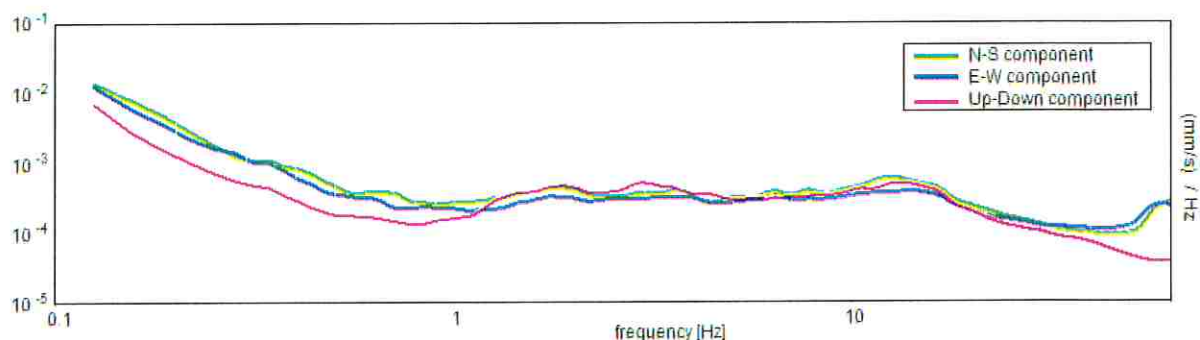
Spettro H/V

#### RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

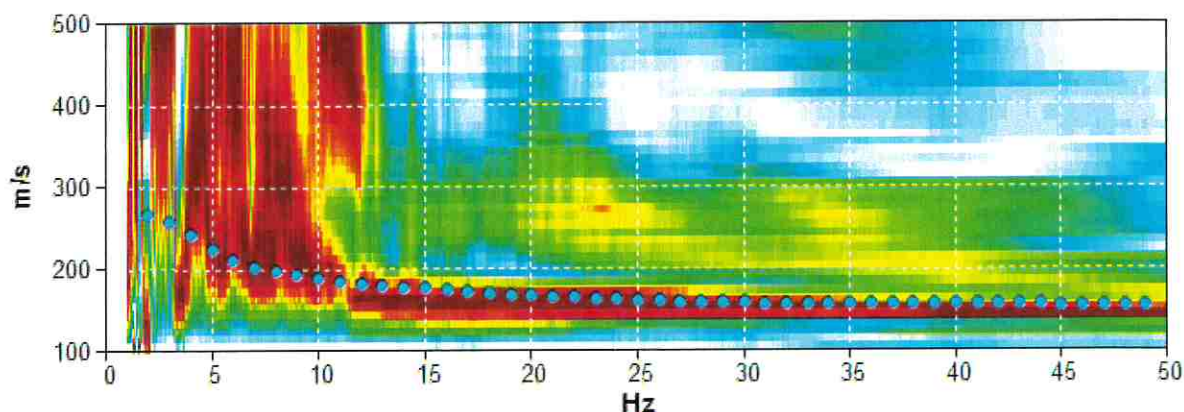




## SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



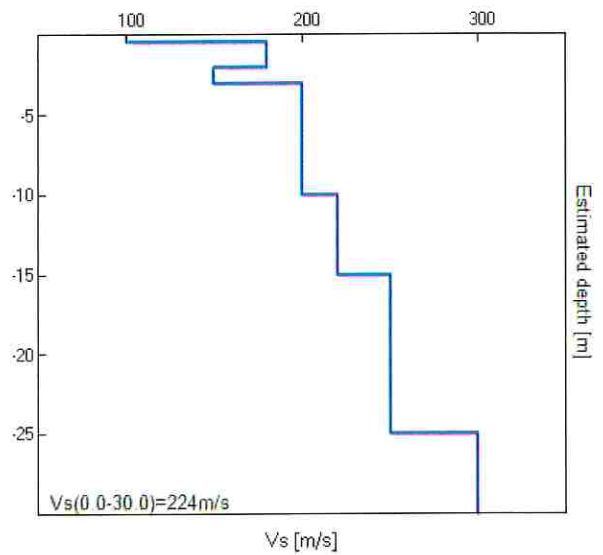
La linea rossa corrisponde al rapporto spettrale H/V misurato, mentre quella blu è stata calcolata tramite una procedura matematica di inversione di un profilo stratigrafico mostrato in seguito.

Prova ReMi

Dalla prova ReMi si vedono orizzonti ad alte velocità che corrispondono ai moti superiori, ed un orizzonte a velocità più basse, che rappresenta la velocità reale delle onde S nel terreno. La stratigrafia sismica dell'area, che produce lo spettro sintetico nell'elaborazione monodimensionale (spettro H/V) e i punti azzurri nel grafico spettrale della prova in array è qui di seguito mostrata.

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.40	0.40	90	0.42
2.00	1.60	200	0.42
3.00	1.00	150	0.42
10.00	7.00	200	0.42
15.00	5.00	220	0.42
30.00	15.00	250	0.42
inf.	inf.	300	0.42

$V_s(0.0-30.0)=224 \text{ m/s}$



## 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 + 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)
<b>A</b>	<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>B</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	> 50	> 250
<b>C</b>	<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	15 – 50	70 – 250
<b>D</b>	<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	< 15	< 70
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore ai 20 m, posti sul substrato di riferimento con <math>V_{s30} &gt; 800</math> m/s</i>			
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s ( $10 < c_u < 20$ kPa) che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.	< 100	-	10 – 20
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti			

Dai risultati delle prove penetrometriche e del tromografo 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 ( $\sigma$ ), si ha l'annullamento della resistenza al taglio ( $\tau$ ), secondo la seguente relazione:

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

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:

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

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 ( $980,7 \text{ cm/s}^2$ )

$\sigma_{v0}$  e  $\sigma'_{v0}$  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):

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

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:

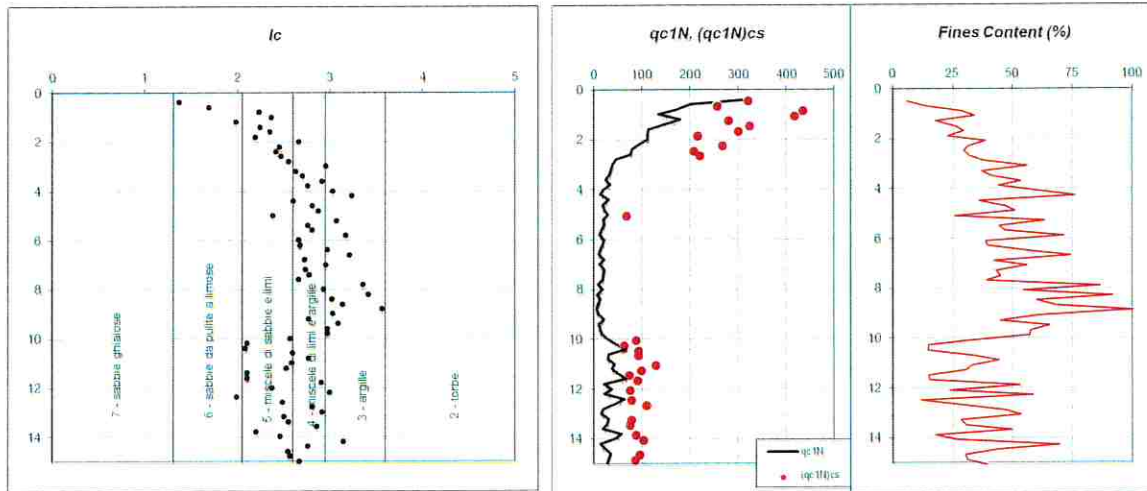
$$S \times a_g = 1,45 \times 0,166 = 0,241 \text{ g}$$

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

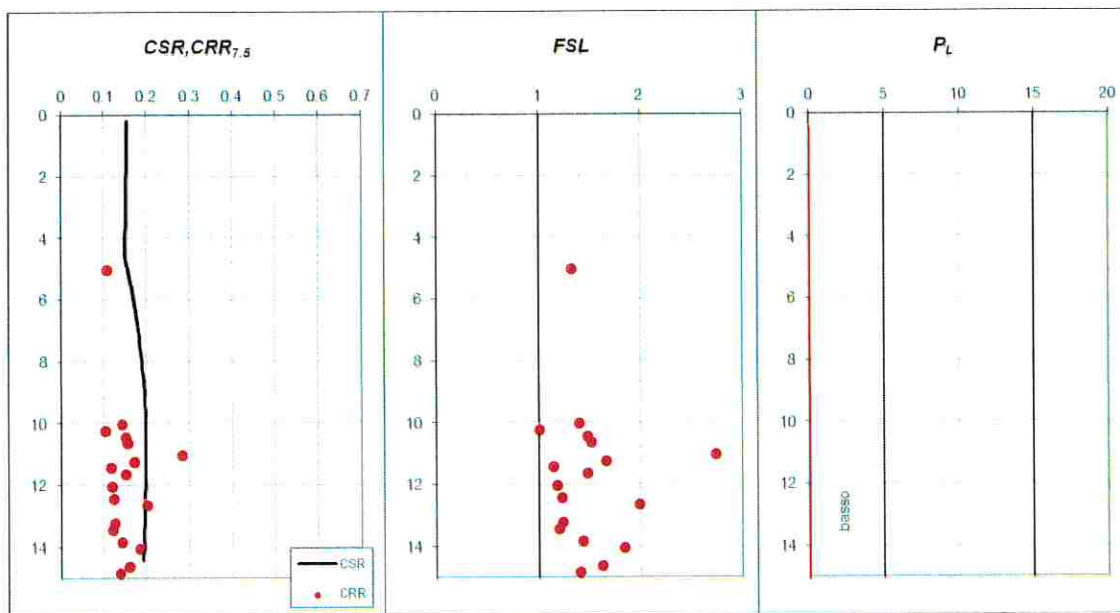
In seguito si calcola il valore di resistenza alla punta normalizzata  $q_{c1N}$  e corretta per il contenuto di fini  $(q_{c1N})_{cs}$  ed infine il contenuto di frazione fine (%).

#### Prova n.1

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

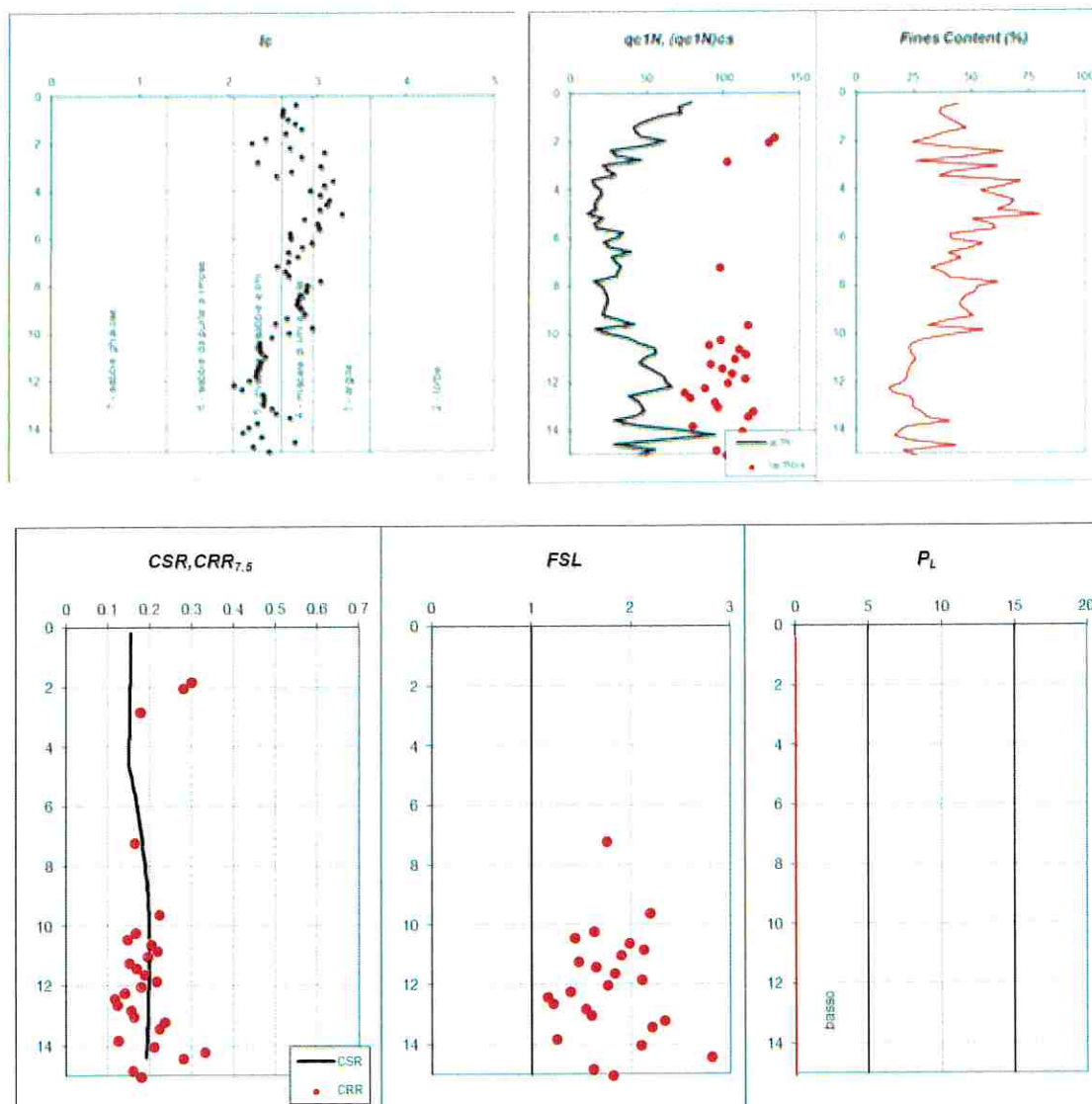


Qui di seguito sono poi illustrati il confronto tra i valori di  $CRR$  e  $CSR$ , il fattore di sicurezza  $FSL$ , corretto per una magnitudo realistica per l'area di studio (6,1) ed il valore di  $P_L$ , indice del potenziale di liquefazione.





## Prova n.2



Come è evidente non ci sono pochi strati che presentano un fattore di sicurezza inferiori a 1, il che si traduce in un valore di  $P_L$  basso, ad indicare come il rischio di liquefazione sia praticamente nullo.

### ADDENSAMENTO DEI TERRENI SOTTO CARICO CICLICO

Per quanto riguarda l'addensamento dei terreni che si verifica a seguito di un sisma. Si conduce un'analisi semiquantitativa considerando gli strati di sabbia con densità relativa inferiore al 70%.

La densità relativa ( $D_r$ ) è stata calcolata partendo dalla prova CPT utilizzando la formula di Harman:

$$D_r(\%) = 34.36 \ln \left( \frac{R_p}{12.3\sigma^{0.7}} \right)$$

Dove:

$R_p$  resistenza alla punta (kg/cmq)

$\sigma$  pressione litostatica efficace a metà strato (kg/cmq)

La formula per il calcolo dei cedimenti è mostrata qui di seguito:

$$D_H = \frac{0.6T_{\max} H}{G_0}$$

Dove :

$D_H$  cedimenti (cm)

$T_{\max}$  sforzo di taglio massimo indotto dal sisma al terreno

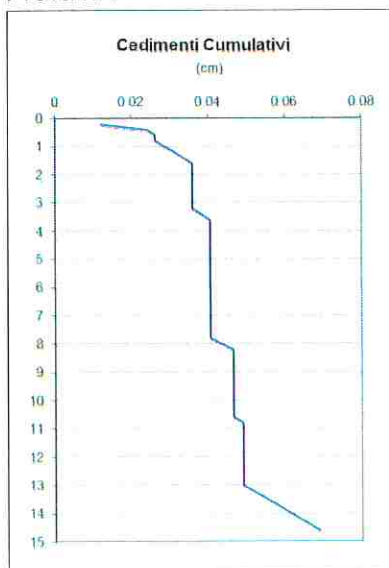
$H$  spessore dello strato

$G_0$  modulo di taglio dinamico

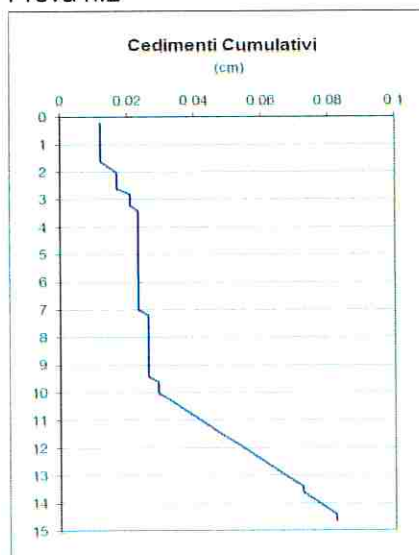
La velocità delle onde S è indicata nella seguente tabella:

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
0.40	0.40	90
2.00	1.60	200
3.00	1.00	150
10.00	7.00	200
15.00	5.00	220
30.00	15.00	250
inf.	inf.	300

Prova n.1



Prova n.2



## *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  $\text{Kg/cm}^2$ ) 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.

Le 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 cm<sup>2</sup>
- $A_m$  = area del manicotto di frizione = 150 cm<sup>2</sup>
- $C_t$  = 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:

- |   |                              |
|---|------------------------------|
| • <b>Qc (RP)</b> = $(LP \times C_t) / 10 \text{ cm}^2$              | <b>Resistenza alla punta</b> |
| • <b>Ql (RL) (fs)</b> = $[(LT - LP) \times C_t] / 150 \text{ cm}^2$ | <b>Resistenza laterale</b>   |

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

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)

Schmertmann 1978 (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**

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 (%)**

Densità Relativa (Jamiołkowski 1985)

### **Modulo di Young**

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

### **Modulo Edometrico**

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

Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)

**MODULO DI REAZIONE  $K_0$**  (Kulhawy Maine, 1990).

**CORRELAZIONE NSPT** Meardi – Meigh 1972.

## **TERRENI COESIVI**

**Coesione Non Drenata**

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

**Modulo Edometrico-Confinato**

Metodo generale del modulo edometrico.

**Peso di Volume Gamma**

Peso di Volume terreni coesivi ( $\gamma/mq$ ) (Meyerhof)

Peso di Volume saturo terreni coesivi ( $\gamma/mq$ ) (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: Comune di Castel Maggiore  
 Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)  
 Prova eseguita in data: 14/03/2017  
 Profondità prova: 15.00 mt  
 Località: Scuola Bassi

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Lettura laterale (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	0.0	44.0	0.0	2.2	0.0	
0.40	157.0	190.0	157.0	2.5	63.6	1.6
0.60	100.0	137.0	100.0	6.8	14.7	6.8
0.80	86.0	188.0	86.0	6.2	13.9	7.2
1.00	67.0	160.0	67.0	3.3	20.5	4.9
1.20	90.0	139.0	90.0	4.3	21.1	4.7
1.40	72.0	136.0	72.0	3.7	19.6	5.1
1.60	57.0	112.0	57.0	2.1	26.7	3.7
1.80	56.0	88.0	56.0	4.6	12.2	8.2
2.00	43.0	112.0	43.0	3.1	14.0	7.1
2.20	49.0	95.0	49.0	2.1	23.0	4.4
2.40	44.0	76.0	44.0	2.5	17.8	5.6
2.60	45.0	82.0	45.0	1.7	26.0	3.9
2.80	34.0	60.0	34.0	2.4	14.2	7.1
3.00	22.0	58.0	22.0	0.8	27.5	3.6
3.20	22.0	34.0	22.0	0.9	25.4	3.9
3.40	21.0	34.0	21.0	1.1	19.7	5.1
3.60	17.0	33.0	17.0	1.3	12.8	7.8
3.80	25.0	45.0	25.0	1.1	23.4	4.3
4.00	15.0	31.0	15.0	1.0	15.0	6.7
4.20	11.0	26.0	11.0	0.7	15.0	6.7
4.40	26.0	37.0	26.0	0.5	55.7	1.8
4.60	16.0	23.0	16.0	0.9	18.5	5.4
4.80	19.0	32.0	19.0	0.3	57.1	1.8
5.00	28.0	33.0	28.0	1.4	20.0	5.0
5.20	18.0	39.0	18.0	0.6	30.0	3.3
5.40	20.0	29.0	20.0	0.4	50.0	2.0
5.60	16.0	22.0	16.0	0.7	21.8	4.6
5.80	12.0	23.0	12.0	0.5	25.7	3.9
6.00	22.0	29.0	22.0	0.3	66.1	1.5
6.20	19.0	24.0	19.0	0.5	40.7	2.5
6.40	14.0	21.0	14.0	0.6	23.3	4.3
6.60	11.0	20.0	11.0	0.6	18.3	5.5
6.80	23.0	32.0	23.0	0.4	57.5	1.7
7.00	14.0	20.0	14.0	0.7	21.0	4.8
7.20	24.0	34.0	24.0	0.7	36.0	2.8
7.40	23.0	33.0	23.0	0.3	69.1	1.4
7.60	21.0	26.0	21.0	0.9	24.2	4.1
7.80	11.0	24.0	11.0	1.0	11.0	9.1
8.00	22.0	37.0	22.0	0.6	36.7	2.7
8.20	9.0	18.0	9.0	0.6	15.0	6.7
8.40	16.0	25.0	16.0	0.3	48.0	2.1
8.60	11.0	16.0	11.0	0.7	16.5	6.1
8.80	8.0	18.0	8.0	0.3	24.0	4.2
9.00	13.0	18.0	13.0	0.9	15.0	6.7
9.20	28.0	41.0	28.0	0.4	70.0	1.4
9.40	13.0	19.0	13.0	0.6	21.7	4.6
9.60	18.0	27.0	18.0	1.1	16.9	5.9
9.80	23.0	39.0	23.0	0.8	28.8	3.5
10.00	38.0	50.0	38.0	0.3	114.1	0.9
10.20	58.0	63.0	58.0	0.9	66.9	1.5
10.40	87.0	100.0	87.0	0.9	93.2	1.1
10.60	40.0	54.0	40.0	1.9	21.4	4.7
10.80	42.0	70.0	42.0	1.9	21.7	4.6
11.00	57.0	86.0	57.0	1.1	50.3	2.0
11.20	49.0	66.0	49.0	0.5	91.9	1.1
11.40	72.0	80.0	72.0	0.9	77.2	1.3

11.60	90.0	104.0	90.0	1.5	58.7	1.7
11.80	32.0	55.0	32.0	0.7	48.0	2.1
12.00	52.0	62.0	52.0	2.1	24.4	4.1
12.20	33.0	65.0	33.0	0.5	61.9	1.6
12.40	90.0	98.0	90.0	1.5	58.7	1.7
12.60	63.0	86.0	63.0	1.1	59.0	1.7
12.80	33.0	49.0	33.0	0.9	38.1	2.6
13.00	26.0	39.0	26.0	0.7	35.5	2.8
13.20	46.0	57.0	46.0	0.7	69.0	1.5
13.40	41.0	51.0	41.0	0.9	43.9	2.3
13.60	30.0	44.0	30.0	1.0	30.0	3.3
13.80	85.0	100.0	85.0	1.5	57.9	1.7
14.00	67.0	89.0	67.0	1.3	50.3	2.0
14.20	23.0	43.0	23.0	1.4	16.4	6.1
14.40	42.0	63.0	42.0	1.2	35.0	2.9
14.60	55.0	73.0	55.0	0.9	58.9	1.7
14.80	48.0	62.0	48.0	1.5	31.3	3.2
15.00	51.0	74.0	51.0	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	Gamma Medio (t/m <sup>3</sup> )	Comp. Geotecnico	Descrizione
0.60	85.7	3.8	1.4	Incoerente-Coesivo	Sabbie
2.20	65.0	3.7	2.2	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose molto compatte
3.20	33.4	1.7	2.0	Incoerente-Coesivo	Argille limose e sabbiose molto compatte
9.60	17.6	0.7	1.9	Coesivo	Argilla con livelli di sabbia compatta
12.60	55.1	1.1	1.9	Incoerente	Sabbie
13.60	35.2	0.8	2.0	Incoerente-Coesivo	Limo sabbioso
14.80	53.3	1.3	2.0	Incoerente-Coesivo	Sabbie limose

## STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI

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

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	0,60	CI	4,3	3210,9	171,3	424,7	<0.5	2,2	2,3	100,0	42,0	0,0	252,04
2	2,20	CI	3,3	2427,7	130,0	358,8	0,7	2,2	2,3	89,6	40,8	0,0	295,08
3	3,20	CI	1,7	1232,4	66,8	238,9	2,0	2,1	2,1	49,3	34,6	0,0	273,20
4	9,60	C	0,9	622,2	46,4	161,6	4,7	1,9	2,0	--	--	--	242,33
5	12,60	I	--	--	82,6	324,2	<0.5	1,8	2,1	42,5	33,4	0,0	350,80
6	13,60	CI	1,8	1258,4	70,4	246,7	<0.5	2,1	2,1	24,2	30,7	0,0	318,23
7	14,80	CI	2,7	1934,3	106,7	317,9	<0.5	2,1	2,2	36,9	32,6	0,0	356,07

**PROVA Nr.2**

Committente: Comune di Castel Maggiore  
 Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)  
 Prova eseguita in data: 14/03/2017  
 Profondità prova: 15.00 mt  
 Località: Scuola Bassi

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Lettura laterale (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	0.0	10.0	0.0	0.7	0.0	
0.40	6.0	16.0	6.0	0.5	11.3	8.9
0.60	8.0	16.0	8.0	0.7	10.9	9.2
0.80	11.0	22.0	11.0	0.7	15.0	6.7
1.00	11.0	22.0	11.0	0.8	13.8	7.3
1.20	11.0	23.0	11.0	0.9	12.7	7.9
1.40	11.0	24.0	11.0	0.6	18.3	5.5
1.60	13.0	22.0	13.0	0.8	16.3	6.2
1.80	23.0	35.0	23.0	0.8	28.8	3.5
2.00	31.0	43.0	31.0	1.2	25.8	3.9
2.20	20.0	38.0	20.0	1.3	15.0	6.7
2.40	12.0	32.0	12.0	0.9	13.8	7.2
2.60	15.0	28.0	15.0	0.6	25.0	4.0
2.80	29.0	38.0	29.0	0.9	31.1	3.2
3.00	12.0	26.0	12.0	0.5	25.7	3.9
3.20	15.0	22.0	15.0	0.7	22.5	4.4
3.40	24.0	34.0	24.0	0.8	30.0	3.3
3.60	10.0	22.0	10.0	0.7	15.0	6.7
3.80	11.0	21.0	11.0	0.7	15.0	6.7
4.00	15.0	26.0	15.0	1.1	13.2	7.6
4.20	16.0	33.0	16.0	1.3	12.0	8.3
4.40	15.0	35.0	15.0	1.0	15.0	6.7
4.60	14.0	29.0	14.0	0.9	16.1	6.2
4.80	15.0	28.0	15.0	0.8	18.8	5.3
5.00	10.0	22.0	10.0	0.9	11.5	8.7
5.20	20.0	33.0	20.0	0.7	27.3	3.7
5.40	15.0	26.0	15.0	0.9	17.3	5.8
5.60	16.0	29.0	16.0	1.5	10.9	9.2
5.80	34.0	56.0	34.0	1.1	30.0	3.3
6.00	30.0	47.0	30.0	1.3	23.7	4.2
6.20	22.0	41.0	22.0	1.3	16.5	6.1
6.40	27.0	47.0	27.0	2.0	13.5	7.4
6.60	42.0	72.0	42.0	1.3	33.1	3.0
6.80	29.0	48.0	29.0	1.1	27.2	3.7
7.00	32.0	48.0	32.0	0.9	36.9	2.7
7.20	36.0	49.0	36.0	1.1	31.8	3.1
7.40	35.0	52.0	35.0	1.3	27.6	3.6
7.60	35.0	54.0	35.0	0.9	37.5	2.7
7.80	18.0	32.0	18.0	1.1	16.9	5.9
8.00	24.0	40.0	24.0	1.3	18.0	5.6
8.20	27.0	47.0	27.0	1.2	22.5	4.4
8.40	29.0	47.0	29.0	1.1	25.6	3.9
8.60	30.0	47.0	30.0	1.0	30.0	3.3
8.80	29.0	44.0	29.0	1.1	27.2	3.7
9.00	28.0	44.0	28.0	1.1	24.7	4.0
9.20	27.0	44.0	27.0	1.3	20.3	4.9
9.40	40.0	60.0	40.0	1.5	27.3	3.7
9.60	52.0	74.0	52.0	0.9	60.0	1.7
9.80	22.0	35.0	22.0	1.0	22.0	4.5
10.00	35.0	50.0	35.0	1.1	32.8	3.0
10.20	49.0	65.0	49.0	0.9	52.5	1.9
10.40	58.0	72.0	58.0	1.5	39.5	2.5
10.60	72.0	94.0	72.0	1.6	45.0	2.2
10.80	73.0	97.0	73.0	1.4	52.1	1.9
11.00	64.0	85.0	64.0	1.0	64.0	1.6

11.20	60.0	75.0	60.0	1.2	50.0	2.0
11.40	68.0	86.0	68.0	1.4	48.6	2.1
11.60	76.0	97.0	76.0	1.7	45.6	2.2
11.80	84.0	109.0	84.0	1.3	63.0	1.6
12.00	86.0	106.0	86.0	0.8	107.5	0.9
12.20	92.0	104.0	92.0	0.6	153.3	0.7
12.40	72.0	81.0	72.0	0.7	98.2	1.0
12.60	54.0	65.0	54.0	1.1	47.7	2.1
12.80	64.0	81.0	64.0	1.2	53.3	1.9
13.00	67.0	85.0	67.0	1.9	35.9	2.8
13.20	70.0	98.0	70.0	1.7	40.4	2.5
13.40	63.0	89.0	63.0	1.6	39.4	2.5
13.60	48.0	72.0	48.0	0.8	60.0	1.7
13.80	64.0	76.0	64.0	1.7	36.9	2.7
14.00	104.0	130.0	104.0	2.7	39.0	2.6
14.20	143.0	183.0	143.0	2.4	59.6	1.7
14.40	97.0	133.0	97.0	2.1	46.9	2.1
14.60	51.0	82.0	51.0	1.3	40.3	2.5
14.80	86.0	105.0	86.0	1.5	58.6	1.7
15.00	70.0	92.0	70.0	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	Gamma Medio (t/m <sup>3</sup> )	Comp. Geotecnico	Descrizione
1.00	7.2	0.7	1.5	Coesivo	Terreno vegetale
3.40	18.0	0.8	1.9	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose
5.60	14.3	1.0	1.9	Coesivo	Argille compatte
9.60	31.3	1.2	2.0	Incoerente	Argille sabbiose e limose molto compatte
10.60	47.2	1.2	2.1	Incoerente-Coesivo	Limo
13.40	70.9	1.3	2.0	Incoerente-Coesivo	Sabbie
15.00	82.9	1.6	2.1	Incoerente	Limo sabbioso

## STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI

Nr:	Numero progressivo strato	OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Prof:	Profondità strato (m)	Puv:	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente	PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dr:	Densità relativa (%)
Eu:	Modulo di deformazione non drenato (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey:	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm <sup>2</sup> )	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	267,2	35,9	93,5	>9	1,8	1,9	--	--	--	135,61
2	3,40	CI	0,9	660,8	45,9	163,7	<0,5	2,0	2,0	36,5	32,8	0,0	223,98
3	5,60	C	0,7	505,9	48,4	142,1	8,6	1,9	2,0	--	--	--	223,13
4	9,60	I	--	--	93,9	229,6	<0,5	1,8	2,1	30,2	31,7	0,0	293,35
5	10,60	CI	2,4	1719,9	94,4	295,1	<0,5	2,1	2,2	39,2	33,0	0,0	333,89
6	13,40	CI	3,6	2602,4	141,9	378,5	<0,5	2,2	2,3	49,9	34,5	0,0	376,15
7	15,00	I	--	--	124,3	416,2	<0,5	1,8	2,1	52,0	34,8	0,0	397,95

### 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]	Densità relativa [%]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	24.04	490.33	100.00	9149.32	--	17.05	19.99
2	37.49	182.24	67.62	5569.06	--	15.95	19.86
3	29.40	72.94	14.51	5934.15	--	16.26	20.24
4	28.61	36.23	8.24	1840.28	--	17.26	18.56
5	29.66	95.36	17.16	7121.64	--	17.23	20.17
6	28.60	108.13	10.19	6173.12	--	17.13	20.07
7	30.46	79.42	22.77	3913.98	--	16.75	20.29
8	32.16	--	34.19	7502.09	--	--	--

#### Prova 2

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Densità relativa [%]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	--	24.37	--	2870.51	--	17.19	17.97
2	30.65	71.53	22.72	1228.16	--	17.29	18.80
3	30.31	46.03	20.84	2491.06	--	17.82	18.71
4	30.35	100.52	21.55	4069.32	--	16.73	20.22
5	30.93	47.99	25.58	3970.22	--	16.71	20.22
6	33.16	294.15	40.76	7866.62	--	17.20	20.14
7	31.36	181.30	28.84	4525.26	--	17.65	20.59

## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

### Carico limite di fondazioni su terreni

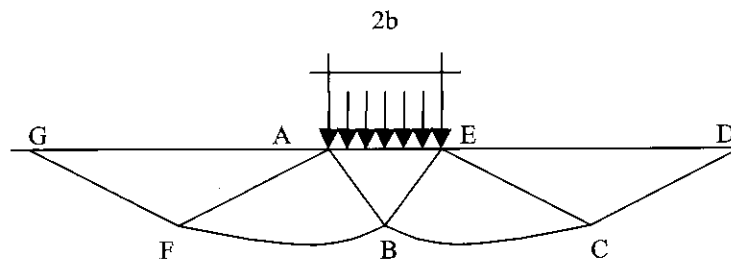
Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

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 due 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

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

$s_q = 1 + \tan \phi'$  per forma quadrata o circolare

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

$s_\gamma = 0,7$  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 $L'$

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

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

#### 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  $z$ :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

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:

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

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

$\beta$  = 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,

$\gamma_I$ : 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  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$ ).

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;

$\sigma'_{v0}$  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;

$C_\alpha$  è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

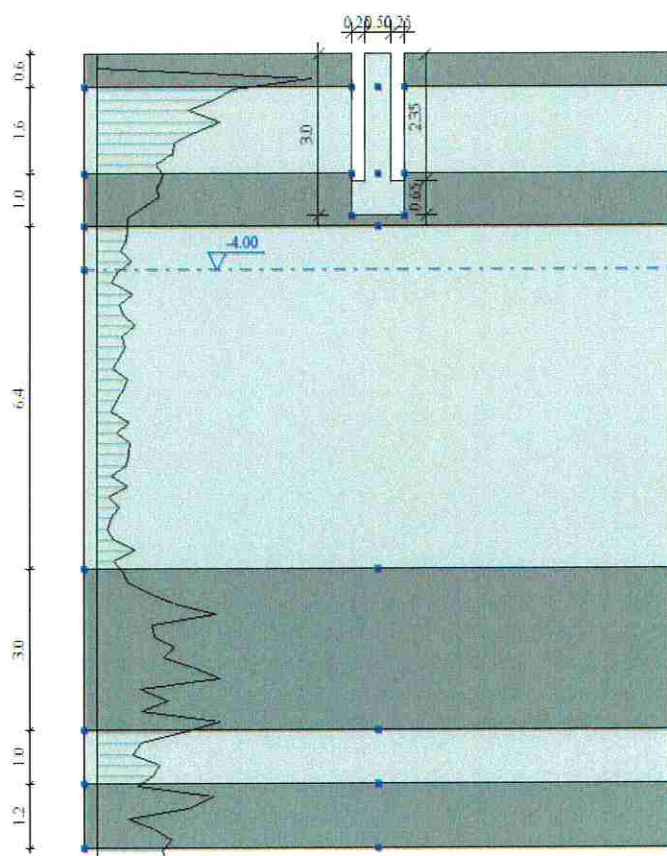
$T$  tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

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

## VERIFICA DEL CARICO LIMITE

Per la verifica del carico limite dei terreni sono stati utilizzati i valori geotecnici della prova n. 1 per la parte del complesso scolastico con scantinato e la n.2 per la palestra e l'aula magna. Il calcolo è stato condotto su due fondazioni nastriformi di larghezza 1 metro poste a profondità di 3.0 e 1.2 m dal piano campagna.

### Fondazione a -3.0



### DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	10.0 m
Profondità piano di posa	3.0 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	3.2

### SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.241
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]	0.058
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.1996

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

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
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 <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.49	2.48	0.26
S.L.D.	50.0	0.61	2.5	0.27
S.L.V.	475.0	1.63	2.48	0.28
S.L.C.	975.0	2.14	2.47	0.29

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.735	0.2	0.015	0.0075
S.L.D.	0.915	0.2	0.0187	0.0093
S.L.V.	2.3678	0.24	0.058	0.029
S.L.C.	2.9459	0.28	0.0841	0.0421

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]
0.6	17.05	19.99	24.037	0.0	490.3325	0.0	9149.32
1.6	15.95	19.86	37.4864	0.0	182.2401	0.0	5569.06
1.0	16.26	20.24	29.4046	0.0	72.9439	0.0	5934.16
6.4	17.26	18.56	28.6144	0.0	36.232	0.0	1840.28
3.0	17.23	20.17	29.6617	0.0	95.3563	0.0	7121.64
1.0	17.13	20.07	28.5959	0.0	108.1323	0.0	6173.12
1.2	16.75	20.29	30.4615	0.0	79.4215	0.0	3913.98
0.2	18.0	20.0	32.16	0.0	80.0	0.0	7502.09

**Carichi di progetto agenti sulla fondazione**

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
-----	-------------------	-------------------------------	--------	-----------	-----------	---------	---------	------



		[kN/m <sup>2</sup> ]						
1	A1+M1+R3	130.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	130.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	130.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	130.19	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. C 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]	390.56 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	169.81 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	130.19 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 15622.31 kN/m<sup>3</sup>**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]	1.02
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	390.56 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	169.81 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed&lt;=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]	1.02
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	390.56 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	169.81 kN/m <sup>2</sup>

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

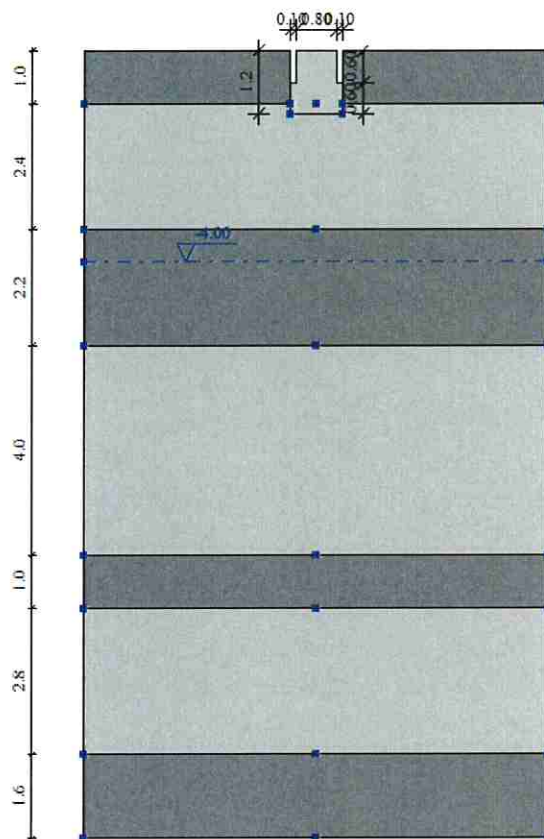
### CEDIMENTI PER OGNI STRATO

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

Pressione normale di progetto	130.0 kN/m <sup>2</sup>
Distanza	0.00 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	2.063 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 <sup>2</sup> )	Dp (kN/m <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	3.1	65.245	66.556	Edometrico	0.2032	--	0.2032
4	6.4	99.336	11.798	Edometrico	1.6582	--	1.6582
5	11.1	147.584	3.744	Edometrico	0.1387	--	0.1387
6	13.1	169.35	2.612	Edometrico	0.0378	--	0.0378
7	14.2	182.071	2.189	Edometrico	0.0251	--	0.0251

Fondazione a -1.2**DATI GENERALI**

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	10.0 m
Profondità piano di posa	1.2 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	4.0

**SISMA**

Accelerazione massima (ag/g)	0.241
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]	0.058
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.1996

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

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie

Classe d'uso:  
Vita nominale:  
Vita di riferimento:

Classe III  
50.0 [anni]  
50.0 [anni]

#### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:  
Categoria topografica:

C  
T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.49	2.48	0.26
S.L.D.	50.0	0.61	2.5	0.27
S.L.V.	475.0	1.63	2.48	0.28
S.L.C.	975.0	2.14	2.47	0.29

#### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.735	0.2	0.015	0.0075
S.L.D.	0.915	0.2	0.0187	0.0093
S.L.V.	2.3678	0.24	0.058	0.029
S.L.C.	2.9459	0.28	0.0841	0.0421

#### STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturato [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]
1.0	17.19	17.97	0.0	0.0	24.3724	0.0	2870.51
2.4	17.29	18.8	30.6504	0.0	71.528	0.0	1228.16
2.2	17.82	18.71	30.31	0.0	46.0316	0.0	2491.06
4.0	16.73	20.22	30.3539	0.0	100.5209	0.0	4069.32
1.0	16.71	20.22	30.9334	0.0	47.9853	0.0	3970.22
2.8	17.2	20.14	33.1646	0.0	294.1503	0.0	7866.62
1.6	17.65	20.59	31.3646	0.0	181.2986	0.0	4525.26

#### Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	55.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	55.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	55.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	55.82	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]	380.18 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	165.3 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	55.82 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	6.81
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)**Costante di Winkler 15207.38 kN/m<sup>3</sup>**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]	1.02
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	380.18 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	165.3 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed&lt;=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]	1.02
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	380.18 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	165.3 kN/m <sup>2</sup>

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

#### CEDIMENTI PER OGNI STRATO

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

Pressione normale di progetto	70.0 kN/m <sup>2</sup>
Distanza	0.00 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	1.554 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 <sup>2</sup> )	Dp (kN/m <sup>2</sup> )	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2.3	42.532	20.409	0.9975	--	0.9975
3	4.5	79.643	7.398	0.3429	--	0.3429
4	7.6	111.849	3.338	0.145	--	0.145
5	10.1	139.261	2.088	0.0226	--	0.0226
6	12	162.43	1.545	0.0311	--	0.0311
7	14.2	188.379	1.139	0.0149	--	0.0149

#### CONCLUSIONI

L'intervento oggetto di questa relazione consiste nella caratterizzazione sismica dei terreni e nella verifica dei carichi ammissibili e limite del lotto su cui è realizzata la scuola Bassi.

Geologicamente l'area è formata da depositi denominati AES8 che sono prevalentemente coerenti con livelli ghiaiosi a profondità di circa 30 metri.

La falda è stata trovata nei fori di prova a profondità variabile tra 3.2 ai 4.20 m dal piano campagna attuale.

Dal punto di vista sismico il terreno appartiene alla classe C. Nella presente relazione si considera l'approccio 2 descritto nelle NTA 2008.

I valori ricavati di portanza del terreno sono:

Fondazione a -3.0 metri dal piano campagna:

- Carico limite [Qult] 390.56 kN/m<sup>2</sup>
- Resistenza di progetto [Rd] 169.81 kN/m<sup>2</sup>

Mentre i cedimenti con pressione normale di progetto 70.0 kN/m<sup>2</sup>

- Cedimento dopo T anni 15.0
- Cedimento totale 2.063 cm

Fondazione a -1.2 metri dal piano pavimento:

- Carico limite [Qult] 380.18 kN/m<sup>2</sup>
- Resistenza di progetto [Rd] 165.3 kN/m<sup>2</sup>

Mentre i cedimenti con pressione normale di progetto 70.0 kN/m<sup>2</sup>

- Cedimento dopo T anni 15.0
- Cedimento totale 1.554 cm

Le verifiche nelle due fondazioni mostrano risultati simili valori di portanza decisamente migliori per la fondazione a 3.0 metri. I valori di resistenza di progetto della fondazione a -1.2 metri sono abbastanza bassi ma si consideri che sono state adottate tutte le misure più cautelative (prova n.1, parametri del 5° percentile); invece i cedimenti calcolati, già avvenuti e di cui non si vedono segni evidenti nelle strutture, con un carico rispettivamente di 130 kN/m<sup>2</sup> e di 70 kN/m<sup>2</sup> sono accettabili.

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.




Casadio Mario

# PLANIMETRIA AREA D'INTERVENTO

Scala 1:500



## LEGENDA:

-  PROVA PENETROMETRICA STATICA
-  PROVA HVSR
-  STENDIMENTO SISMICO

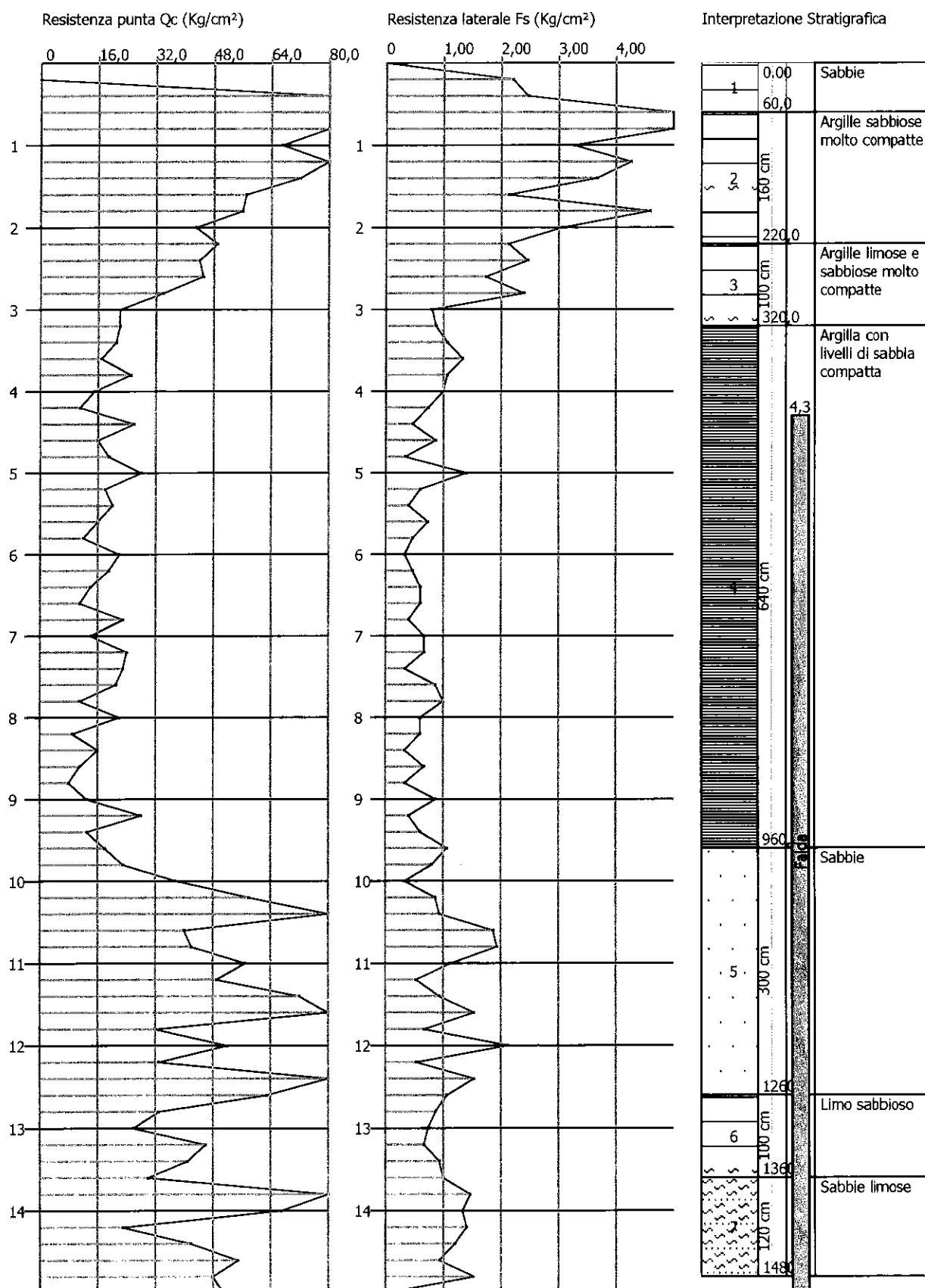


**Probe CPT - Cone Penetration Nr.1**  
**Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)**

Committente:  
 Cantiere:  
 Località:

Comune di Castel Maggiore  
 Scuola Bassi

Data: 14/03/2017

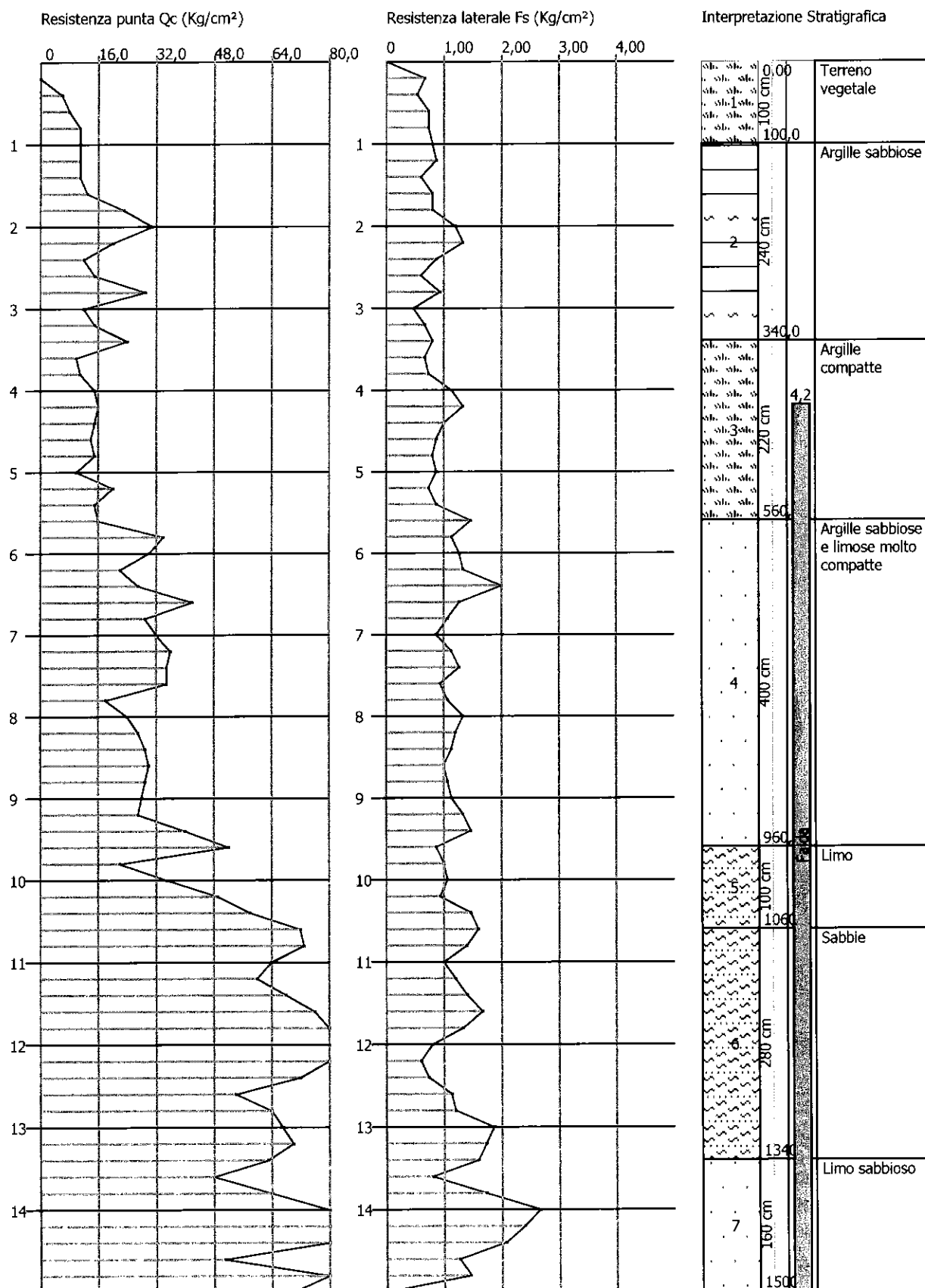


**Probe CPT - Cone Penetration Nr.2**  
**Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)**

Committente:  
 Cantiere:  
 Località:

Comune di Castel Maggiore  
 Scuola Bassi

Data: 14/03/2017



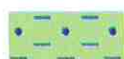


# CARTA GEOLOGICA

Scala 1:10.000



## LEGENDA:



terreni alluvionali di pianura prevalentemente limoso sabbiosi



terreni alluvionali di pianura prevalentemente limoso argillosi



Area di studio

Casadio & Co



geologia  
acustica  
ambiente