

CASADIO & CO.  
di Casadio Mario

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



## RELAZIONE GEOLOGICA

Committenti: **VIRMANI srl, Sigg. Orlati, Parrocchia di S. Maria Assunta Carpena**

DATA: 10/04/2020

**REALIZZAZIONE DI UN PIANO URBANISTICO  
ATTUATIVO ADF 13 – COMPARTO A  
IN VIA BRANDO BRANDI A CARPENNA  
IN COMUNE DI FORLI'**

Il geologo  
MARIO CASADIO

RELAZIONE GEOLOGICA  
PER LA REALIZZAZIONE DI UN PIANO URBANISTICO ATTUATIVO  
ADF 13 – COMPARTO A  
IN VIA BRANDO BRANDI A CARPENA  
IN COMUNE DI FORLÌ

### *PREMESSA*

La presente relazione geologica è stata commissionata allo scrivente allo scopo di verificare le condizioni idrogeologiche di un'area sita in Via Brando Brandi, in località Carpena, in Comune di Forlì, sulla quale sarà realizzato un PUA denominato ADF 13.

Geograficamente l'area è inserita nel foglio n. 255.010 della carta tecnica regionale.

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

- Esecuzione di n. 3 prove penetrometriche statiche
- Rilievi sismici
- Ricerca bibliografica

Alla presente relazione sono allegati:

- planimetria area d'intervento con ubicazione prove a scala 1:1.500
- grafici penetrometrici statici
- n. 2 sezioni geologiche a scala 1:500 o / 1:200 v
- carta corografica a scala 1:5.000
- carta geologica alla scala 1:10.000

### *NORMATIVA DI RIFERIMENTO*

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

- Decreto Ministeriale 17.01.2018
- Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP.
- Decreto Ministeriale 14.01.2008. Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- Eurocodice 8 (1998); Eurocodice 7.1 (1997); Eurocodice 7.2 (2002); Eurocodice 7.3 (2002)
- Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI
- Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI

**DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO**

L'intervento consiste nella realizzazione di un PUA costituito da lotti edificabili, aree verdi, strade di lottizzazione e parcheggi.

L'area su cui si dovrà intervenire ha forma planimetrica irregolare con lati massimi di 280 m x 220 m.

Da tale area si ricaveranno tre stralci denominati stralcio 1a, stralcio 1b e stralcio 2.

Nello stralcio 1a è prevista la realizzazione di otto lotti edificabili serviti da una strada di lottizzazione e da parcheggi ai quali si accederà dalla Via Brando Brandi.

Nello stralcio 1b verrà realizzato un edificio residenziale servito da parcheggi e al quale si accederà da una nuova strada di lottizzazione che sarà il prolungamento della Via Magnani.

Nello stralcio 2 verrà realizzato un centro parrocchiale servito da parcheggi e da una nuova strada di lottizzazione collegata alla Via Magnani.

Tutti gli stralci avranno a disposizione aree verdi pubbliche o private.

Le fondazioni degli edifici potranno essere di tipo a platea o a trave rovescia conformi alla normativa sismica vigente.

**MORFOLOGIA E GEOLOGIA DEL TERRITORIO**

La zona qui studiata è posta a circa 32 m s.l.m., morfologicamente si presenta pianeggiante e delimitata a sud ovest dalla Via Brando Brandi e sugli altri lati da confini di proprietà.

Geologicamente l'area è costituita da depositi alluvionali del terzo ordine dei terrazzi costituiti da argille prevalenti con lenti sabbiose e limose sino a circa 6,0 metri di profondità. Sotto tale strato di copertura è sempre rintracciabile uno strato di sabbia e ghiaia sino alla profondità di oltre 22 metri (pozzo Coop. Tennis) sotto al quale sono rintracciabili le argille pleistoceniche.

Le prove penetrometriche statiche hanno in genere confermato tale stratigrafia su tutta la zona senza anomalie evidenti.

La stratigrafia superficiale è stata desunta dalle prove penetrometriche eseguite e può essere così schematizzata:

**Prova 1**

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.60	Argille organiche e terreni misti
0.60	3.60	Argille sabbiose e limose
3.60	4.60	Argilla inorganica compatta
4.60	5.20	Argille organiche e terreni misti
5.20	5.80	Argilla inorganica compatta
5.80	6.40	Sabbie e ghiaie

**Prova 2**

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.60	Argille organiche e terreni misti
0.60	1.60	Argilla inorganica molto compatta
1.60	3.60	Argille sabbiose e limose
3.60	6.00	Argilla inorganica molto compatta
6.00	6.80	Sabbie addensate o cementate
6.80	8.00	Sabbie e ghiaie



**Prova 3**

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.60	Argille organiche e terreni misti
0.60	1.40	Argilla inorganica compatta
1.40	4.00	Argilla inorganica molto compatta
4.00	5.60	Argilla inorganica compatta
5.60	6.00	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
6.00	6.60	Sabbia e ghiaia

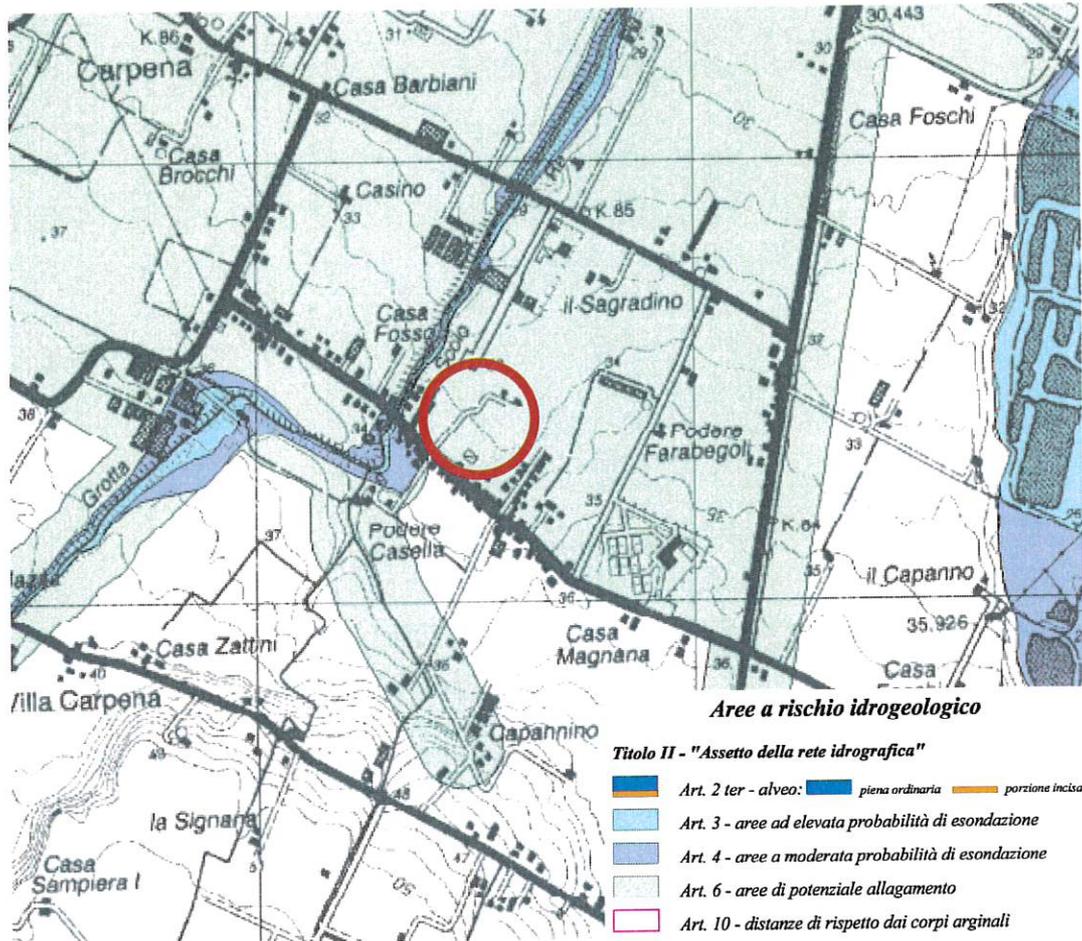
La falda è stata misurata nel maggio 1999 sia nel sondaggio eseguito in una lottizzazione vicina (11,4 m) che nel pozzo della casa esistente all'interno della stessa della lottizzazione (10,9) dimostrando di essere contenuta all'interno dello strato ghiaioso ed avendo un flusso in direzione nord est.

*IDROLOGIA E RISCHIO IDRAULICO*

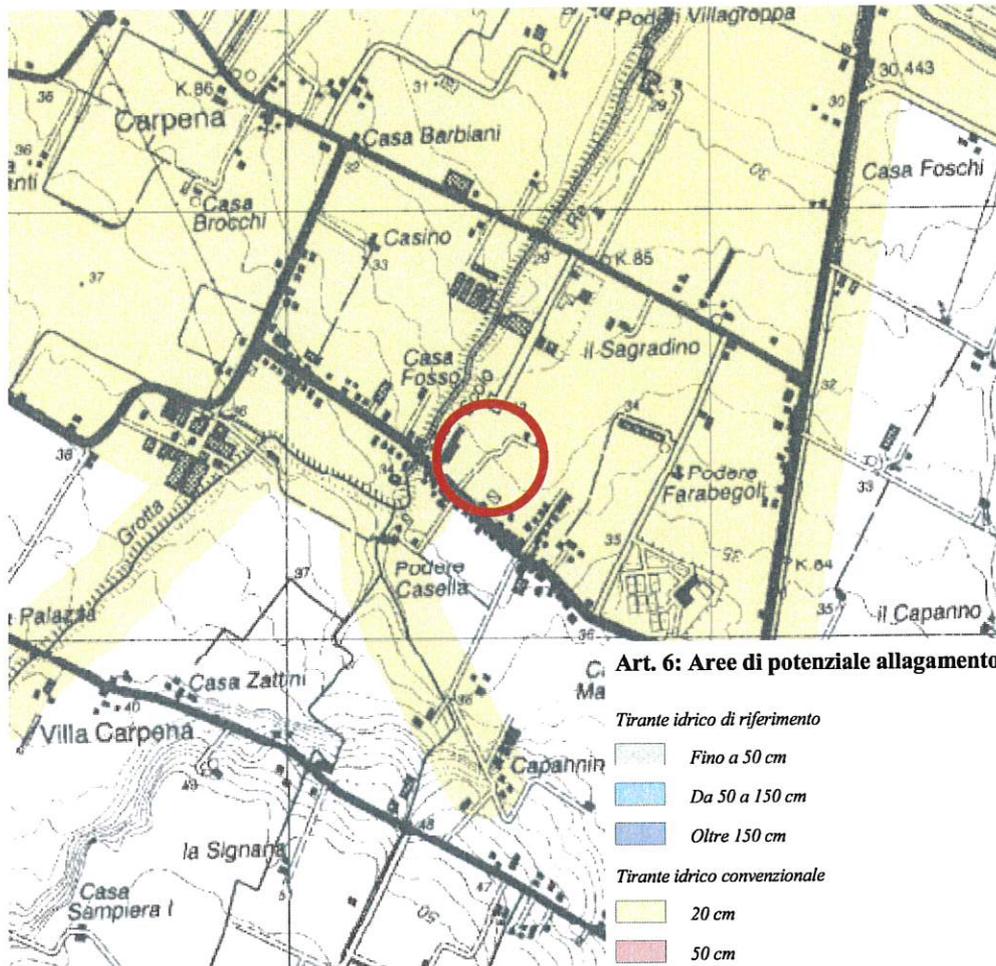
Il corso d'acqua principale è il Fiume Ronco che scorre a 1.500 m ad est dell'area.

A ovest dell'area adiacente allo stralcio 1b scorre il Rio Grotta che diventa lo Scolo re dei fossi al di là della Via Decio Raggi.

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



Di seguito è riportato un estratto del Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico redatto dall'Autorità dei Bacini Romagnoli, in cui si vede che l'area è classificata con un tirante idrico convenzionale di 20 centimetri.



Le acque meteoriche sono regimate dalla fognatura urbana e dai fossetti.

## 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  $10^{-15} \text{ m/s}^2$ ), che, attraversando strati con caratteristiche differenti (in termini di densità e velocità di propagazione delle onde), subiscono fenomeni di rifrazione, riflessione, attenuazione e altri.

Questi fenomeni sono tali per cui un'onda che viaggia all'interno di un mezzo e viene riflessa da una superficie di discontinuità interferisce con le onde incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime quando la lunghezza d'onda incidente  $\lambda$  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 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 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.

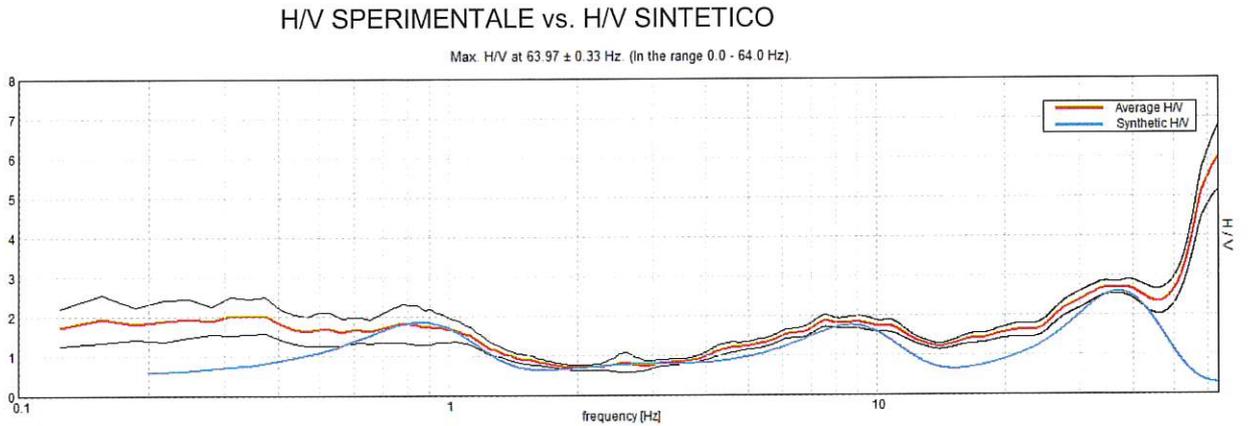
Si possono così registrare onde di superficie il cui contenuto in frequenza copre un range da 25-30Hz fino a 2 Hz che, in condizioni ottimali, offre una dettagliata ricostruzione dell'andamento delle  $V_s$  relativamente ai primi cento metri di profondità.

L'elaborazione del segnale consiste nell'operare una trasformata bidimensionale "slowness-frequency"(p-f) che analizza l'energia di propagazione 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)

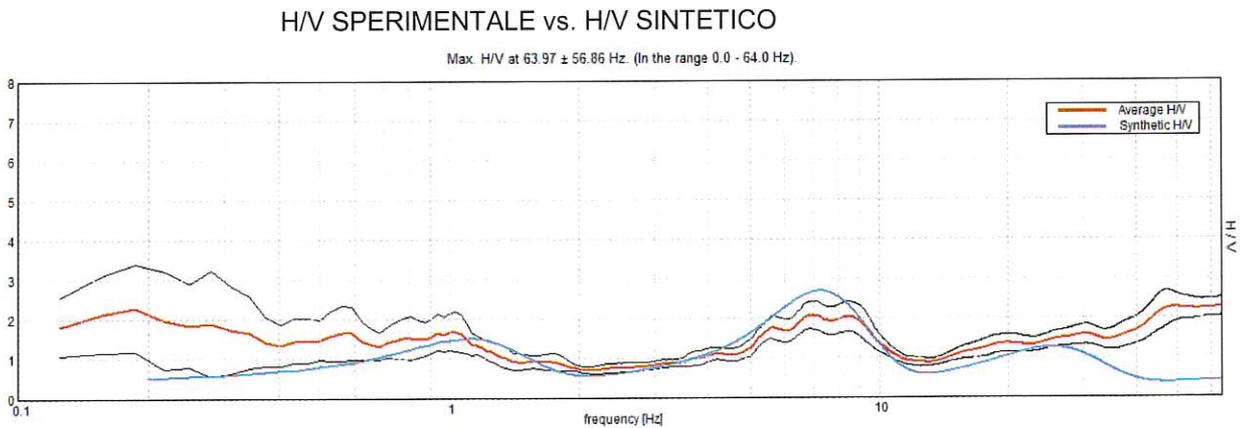
per alcune frequenze. Tali valori vengono in seguito plottati su un diagramma periodo-velocità di fase per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello diretto.

### Tromino 1



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.

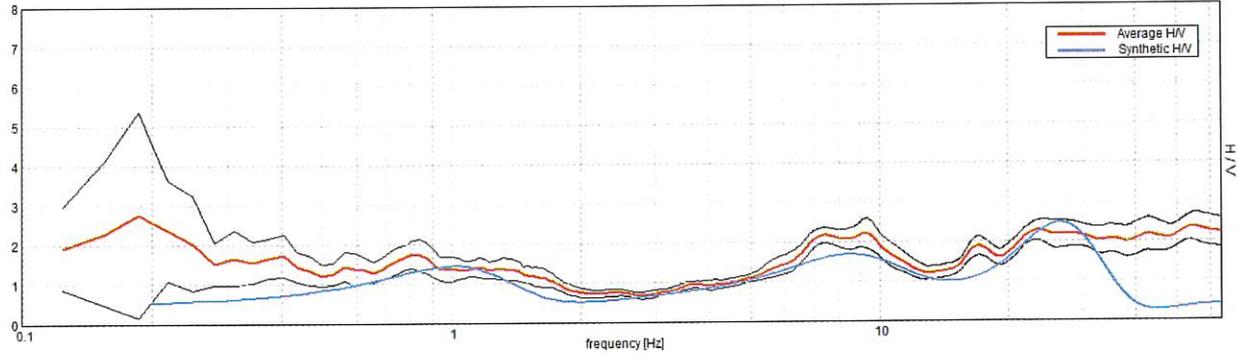
### Tromino 2



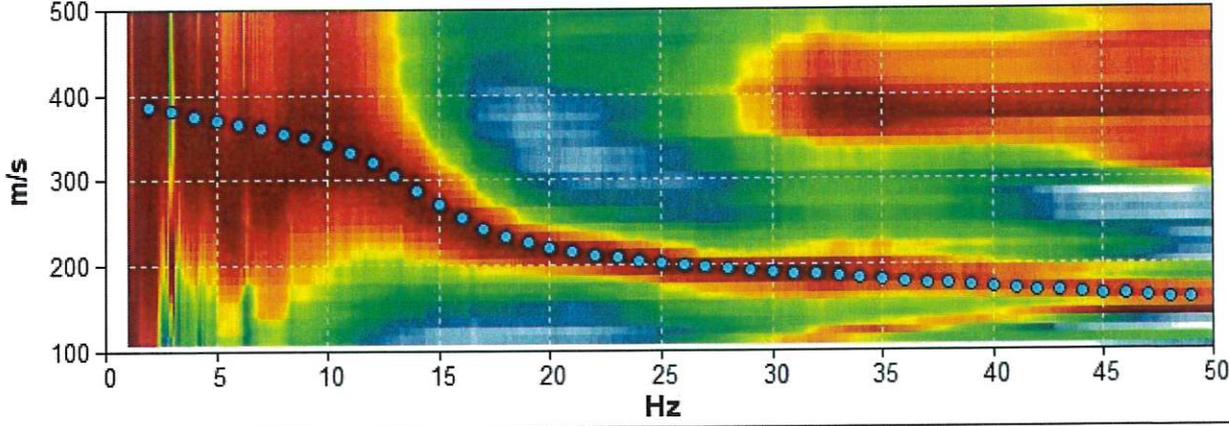
Tromino 3

H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO

Max. H/V at  $0.19 \pm 44.06$  Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



Prova MASW

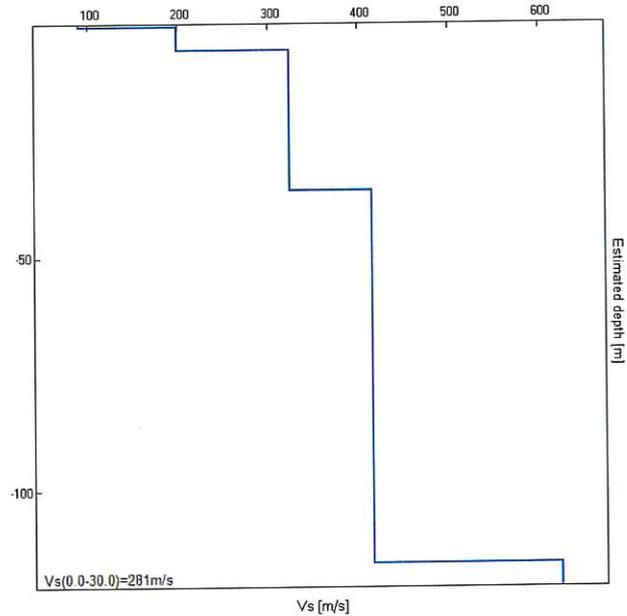




Dalla prova MASW si vede l'orizzonte relativo alla velocità delle onde S nel terreno.  
La stratigrafia sismica dell'area, che produce i punti azzurri nel grafico spettrale della prova in array è qui di seguito mostrata (tromino 1).

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.60	0.60	91	0.42
5.60	5.00	200	0.42
35.60	30.00	325	0.45
115.60	80.00	416	0.45
inf.	inf.	625	0.45

$$V_s(0.0-30.0)=281\text{m/s}$$



### FREQUENZA DEL TERRENO

Le frequenze più significative del terreno sono quelle poste a 46.69 hz che caratterizzano i terreni più superficiali e che non saranno interessati dalle fondazioni. La frequenza di 7.0 hz potrebbe coincidere col primo passaggio dalle argille alle sabbie a circa 6,0 m di profondità (prova n.2). Più in profondità il passaggio dalle sabbie alla ghiaia potrebbe essere caratterizzato da una frequenza di 1.04 hz. La frequenza del substrato profondo si attesta attorno ai 0.19 hz.

### ELEMENTI DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA

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

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

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

	<i>Descrizione del profilo stratigrafico</i>	$V_{s30}$ (m/s)
<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
<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
<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
<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>	

Dai risultati delle prove penetrometriche e delle prove sismiche, il terreno di studio ricade all'interno della **classe C**.

#### CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

La normativa prevede le seguenti categorie topografiche

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

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi$$

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

1. Magnitudo attesa inferiore a 5;
  2. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field minore di 0.1g;
  3. Terreni sabbiosi con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
    - frazione di fine 1, FC, superiore al 20%, con indice di plasticità  $IP > 10\%$ ;
    - $FC \geq 35\%$  e resistenza  $(N_1)_{60} > 20$  oppure  $q_{c1N} > 120$  oppure  $VS1 > 200$  m/s;
    - $FC \leq 5\%$  e resistenza  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 160$  oppure  $VS1 > 220$  m/s
- $(N_1)_{60}$ ,  $q_{c1N}$ ,  $VS1$  sono i valori normalizzati dell'indice NSPT della Standard Penetration Test, della resistenza di punta  $q_c$  della prova CPT e della velocità di propagazione delle onde di taglio da prove geofisiche. In prima approssimazione tali valori possono essere calcolati con le seguenti equazioni:

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

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

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

essendo  $p_a$  la pressione atmosferica e  $\sigma'_{v0}$  la pressione efficace litostatica verticale.

4. Distribuzione granulometrica esterna per oltre il 50% al fuso indicato in Figura 1a nel caso di materiale con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  ed in Figura 1b per coefficienti di uniformità  $U_c > 3.5$ .

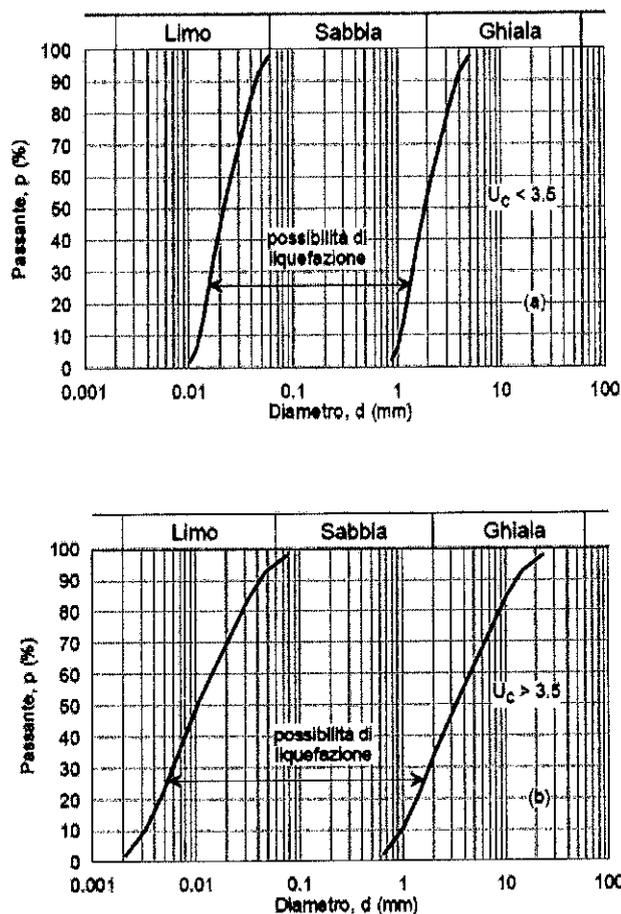


Figura 1 - Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità a liquefazione di terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa (b) (AGI, 2005)

5. Profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna.

Nel nostro caso è possibile evitare la verifica in quanto i terreni hanno granulometria argilloso limosa-argillosa sino a circa 6,0 metri e sotto la granulometria diventa ghiaioso-sabbiosa e quindi fuori dai fusi granulometrici pericolosi.

### MICROZONAZIONE SISMICA

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

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

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

### *PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT (CONE PENETRATION TEST)*

#### **PROVE CPT: METODOLOGIA DELL'INDAGINE**

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

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

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

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

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

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

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

#### **REGISTRAZIONE DATI.**

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

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

I valori acquisiti dalla cella di carico sono visualizzati sul display di una Sistema Acquisizione Automatico (qualora presente) o sui manometri.

Le letture di campagna (che possono essere rilevate dal sistema di acquisizione sia in Kg che in Kg/cm<sup>2</sup>) durante l'infissione sono le seguenti:

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

### **METODOLOGIA DI ELABORAZIONE**

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

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

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

- $A_p$  = l'area punta (base del cono punta tipo "Begemann") = 10 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:

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

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 (%)** (Jamiołkowski 1985)

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

**Modulo Edometrico** (Mitchell & Gardner 1975) - valido per sabbie

**Peso di Volume Gamma**

Peso di Volume Gamma (Meyerhof) -

Peso di Volume Gamma saturo (Meyerhof) -

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

**Fattori di compressibilità**

Ramo di carico C ( autori vari)

Ramo di carico medio Crm (autori vari)

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

**MODULO DI REAZIONE Ko** (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 ( $V/mq$ ) (Meyerhof)

Peso di Volume saturo terreni coesivi ( $V/mq$ ) (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: VIRMANI srl, Sigg. Orlati, Parrocchia di  
S. Maria Assunta Carpena  
Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)  
Prova eseguita in data: 03/04/2020  
Profondità prova: 6.40 mt  
Località: Carpena

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	6.00	0.0	6.138	0.467	13.143	7.6
0.40	11.00	18.0	11.138	0.867	12.847	7.8
0.60	11.00	24.0	11.138	1.467	7.592	13.2
0.80	22.00	44.0	22.138	1.933	11.453	8.7
1.00	23.00	52.0	23.138	1.667	13.88	7.2
1.20	28.00	53.0	28.276	1.733	16.316	6.1
1.40	32.00	58.0	32.276	1.8	17.931	5.6

1.60	37.00	64.0	37.276	1.533	24.316	4.1
1.80	26.00	49.0	26.276	1.667	15.762	6.3
2.00	29.00	54.0	29.276	1.2	24.397	4.1
2.20	33.00	51.0	33.414	1.933	17.286	5.8
2.40	30.00	59.0	30.414	1.467	20.732	4.8
2.60	31.00	53.0	31.414	1.467	21.414	4.7
2.80	28.00	50.0	28.414	1.133	25.079	4.0
3.00	27.00	44.0	27.414	1.333	20.566	4.9
3.20	23.00	43.0	23.552	1.0	23.552	4.2
3.40	21.00	36.0	21.552	0.933	23.1	4.3
3.60	27.00	41.0	27.552	1.2	22.96	4.4
3.80	19.00	37.0	19.552	1.067	18.324	5.5
4.00	21.00	37.0	21.552	1.133	19.022	5.3
4.20	18.00	35.0	18.69	1.2	15.575	6.4
4.40	18.00	36.0	18.69	1.133	16.496	6.1
4.60	13.00	30.0	13.69	0.8	17.113	5.8
4.80	8.00	20.0	8.69	0.6	14.483	6.9
5.00	8.00	17.0	8.69	0.533	16.304	6.1
5.20	10.00	18.0	10.828	0.667	16.234	6.2
5.40	12.00	22.0	12.828	0.667	19.232	5.2
5.60	15.00	25.0	15.828	0.733	21.593	4.6
5.80	14.00	25.0	14.828	7.667	1.934	51.7
6.00	135.00	250.0	135.828	6.8	19.975	5.0
6.20	282.00	384.0	282.966	9.067	31.208	3.2
6.40	384.00	520.0	384.966	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> )	Descrizione
0.60	9.471333	0.933667	1.8	Argille organiche e terreni misti
3.60	28.1588	1.4666	2.0	Argille sabbiose e limose
4.60	18.4348	1.0666	1.9	Argilla inorganica compatta
5.20	9.402667	0.6	1.8	Argille organiche e terreni misti
5.80	14.49467	3.022333	1.9	Argilla inorganica compatta
6.40	267.92	5.289	2.2	Sabbie e ghiaie

### 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	C	0.5	353.1	42.4	110.6	>9	1.8	1.9	--	--	--	135.23
2	3.60	C	1.4	1040.7	56.3	215.2	>9	2.0	2.1	--	--	--	227.41
3	4.60	C	0.9	661.2	45.2	166.1	>9	2.0	2.0	--	--	--	234.65

4	5.20	C	0.5	316.9	42.2	110.1	4.5	1.8	1.9	--	--	--	213.44
5	5.80	C	0.7	503.7	48.4	143.4	>9	1.9	2.0	--	--	--	234.93
6	6.40	I	--	--	401.9	852.5	0.8	1.8	2.1	100.0	42.0	0.0	508.62

## PROVA Nr.2

Committente: VIRMANI srl, Sigg. Orlati, Parrocchia di  
S. Maria Assunta Carpena  
Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)  
Prova eseguita in data: 03/04/2020  
Profondità prova: 8.00 mt  
Località: Carpena

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	29.00	0.0	29.0	1.266667	22.895	4.4
0.40	27.00	46.0	27.0	1.866667	14.464	6.9
0.60	20.00	48.0	20.0	2.133333	9.375	10.7
0.80	20.00	52.0	20.0	2.333333	8.571	11.7
1.00	19.00	54.0	19.0	1.866667	10.179	9.8
1.20	18.00	46.0	18.0	1.6	11.25	8.9
1.40	18.00	42.0	18.0	1.933333	9.31	10.7
1.60	17.00	46.0	17.0	1.866667	9.107	11.0
1.80	30.00	58.0	30.0	2.4	12.5	8.0
2.00	28.00	64.0	28.0	2.066667	13.548	7.4
2.20	28.00	59.0	28.0	2.733333	10.244	9.8
2.40	28.00	69.0	28.0	2.4	11.667	8.6
2.60	26.00	62.0	26.0	1.933333	13.448	7.4
2.80	26.00	55.0	26.0	1.933333	13.448	7.4
3.00	31.00	60.0	31.0	2.066667	15.0	6.7
3.20	29.00	60.0	29.0	1.933333	15.0	6.7
3.40	23.00	52.0	23.0	1.466667	15.682	6.4
3.60	22.00	44.0	22.0	1.266667	17.368	5.8
3.80	16.00	35.0	16.0	1.0	16.0	6.3
4.00	18.00	33.0	18.0	1.066667	16.875	5.9
4.20	21.00	37.0	21.0	1.066667	19.687	5.1
4.40	20.00	36.0	20.0	1.066667	18.75	5.3
4.60	18.00	34.0	18.0	1.133333	15.882	6.3
4.80	24.00	41.0	24.0	1.2	20.0	5.0
5.00	18.00	36.0	18.0	0.933333	19.286	5.2
5.20	19.00	33.0	19.0	0.933333	20.357	4.9
5.40	21.00	35.0	21.0	1.0	21.0	4.8
5.60	21.00	36.0	21.0	1.0	21.0	4.8
5.80	21.00	36.0	21.0	1.066667	19.687	5.1
6.00	19.00	35.0	19.0	2.666667	7.125	14.0
6.20	34.00	74.0	34.0	2.266667	15.0	6.7
6.40	54.00	88.0	54.0	3.2	16.875	5.9
6.60	72.00	120.0	72.0	6.933333	10.385	9.6
6.80	217.00	321.0	217.0	3.866667	56.121	1.8
7.00	115.00	173.0	115.0	8.133333	14.139	7.1
7.20	220.00	342.0	220.0	3.4	64.706	1.5

7.40	121.00	172.0	121.0	4.2	28.81	3.5
7.60	76.00	139.0	76.0	6.133333	12.391	8.1
7.80	250.00	342.0	250.0	8.133333	30.738	3.3
8.00	321.00	443.0	321.0	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> )	Descrizione
0.60	25.33333	1.755556	2.0	Argille organiche e terreni misti
1.60	18.4	1.92	2.0	Argilla inorganica molto compatta
3.60	27.1	2.02	2.0	Argille sabbiose e limose
6.00	19.66667	1.177778	2.0	Argilla inorganica molto compatta
6.80	94.25	4.066667	2.1	Sabbie addensate o cementate
8.00	183.8333	5.0	2.2	Sabbie e ghiaie

### 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	C	1.3	947.7	50.7	201.8	>9	2.0	2.1	--	--	-- 164.33
2	1.60	C	0.9	681.8	45.3	165.9	>9	2.0	2.0	--	--	-- 190.80
3	3.60	C	1.4	996.7	54.2	210.2	>9	2.0	2.1	--	--	-- 234.75
4	6.00	C	1.0	701.5	42.8	172.8	8.7	2.0	2.0	--	--	-- 244.27
5	6.80	I	--	--	141.4	450.2	1.6	1.8	2.1	64.0	36.7	0.0 395.19
6	8.00	I	--	--	275.8	677.2	1.1	1.8	2.1	83.2	39.5	0.0 476.47

### PROVA Nr.3

Committente: VIRMANI srl, Sigg. Orlati, Parrocchia di S. Maria Assunta Carpena  
 Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)  
 Prova eseguita in data: 03/04/2020  
 Profondità prova: 6.60 mt  
 Località: Carpena

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	17.00	0.0	17.0	0.733333	23.182	4.3

0.40	14.00	25.0	14.0	1.066667	13.125	7.6
0.60	12.00	28.0	12.0	1.266667	9.474	10.6
0.80	11.00	30.0	11.0	1.266667	8.684	11.5
1.00	16.00	35.0	16.0	1.666667	9.6	10.4
1.20	18.00	43.0	18.0	1.733333	10.385	9.6
1.40	15.00	41.0	15.0	1.933333	7.759	12.9
1.60	28.00	57.0	28.0	2.066667	13.548	7.4
1.80	37.00	68.0	37.0	2.4	15.417	6.5
2.00	32.00	68.0	32.0	2.0	16.0	6.3
2.20	34.00	64.0	34.0	2.066667	16.452	6.1
2.40	32.00	63.0	32.0	1.6	20.0	5.0
2.60	35.00	59.0	35.0	2.933333	11.932	8.4
2.80	15.00	59.0	15.0	2.0	7.5	13.3
3.00	35.00	65.0	35.0	2.133333	16.406	6.1
3.20	38.00	70.0	38.0	1.466667	25.909	3.9
3.40	33.00	55.0	33.0	2.0	16.5	6.1
3.60	16.00	46.0	16.0	1.2	13.333	7.5
3.80	29.00	47.0	29.0	1.6	18.125	5.5
4.00	23.00	47.0	23.0	1.466667	15.682	6.4
4.20	17.00	39.0	17.0	1.333333	12.75	7.8
4.40	15.00	35.0	15.0	1.2	12.5	8.0
4.60	10.00	28.0	10.0	0.733333	13.636	7.3
4.80	14.00	25.0	14.0	0.933333	15.0	6.7
5.00	12.00	26.0	12.0	0.866667	13.846	7.2
5.20	13.00	26.0	13.0	0.866667	15.0	6.7
5.40	15.00	28.0	15.0	0.933333	16.071	6.2
5.60	14.00	28.0	14.0	1.666667	8.4	11.9
5.80	24.00	49.0	24.0	1.8	13.333	7.5
6.00	81.00	108.0	81.0	2.0	40.5	2.5
6.20	110.00	140.0	110.0	8.0	13.75	7.3
6.40	233.00	353.0	233.0	5.066667	45.987	2.2
6.60	158.00	234.0	158.0	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> )	Descrizione
0.60	14.333333	1.022222	2.0	Argille organiche e terreni misti
1.40	15.0	1.65	1.9	Argilla inorganica compatta
4.00	29.76923	1.917949	2.0	Argilla inorganica molto compatta
5.60	13.75	1.066667	1.9	Argilla inorganica compatta
6.00	52.5	1.9	2.1	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
6.60	167.0	4.355556	2.2	Sabbia e ghiaia

### 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	C	0.7	535.2	48.4	142.5	>9	1.9	2.0	--	--	-- 148.23
2	1.40	C	0.8	555.1	48.4	146.5	>9	1.9	2.0	--	--	-- 180.52
3	4.00	C	1.5	1096.4	59.5	222.7	>9	2.0	2.1	--	--	-- 239.65
4	5.60	C	0.7	480.2	48.2	138.9	8.0	1.9	2.0	--	--	-- 228.34
5	6.00	CI	2.6	1926.1	105.0	314.9	<0.5	2.1	2.2	46.8	34.1	0.0 336.12
6	6.60	I	--	--	250.5	638.6	1.1	1.8	2.1	84.3	39.7	0.0 454.50

### 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	--	33.30	3302.81	17.51	18.30
Argille sabbiose e limose	32.96	128.85	7205.63	18.19	20.54
Argilla inorganica compatta	--	79.58	4238.19	18.90	19.68
Argille organiche e terreni misti	--	39.85	3863.09	17.70	18.48
Argilla inorganica compatta	--	63.82	4679.26	18.50	19.29
Sabbie e ghiaie	39.27	433.10	21912.75	17.65	20.59

#### 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	42.00	102.21	2630.71	17.86	20.18
Argilla inorganica molto compatta	--	86.11	4270.22	19.11	19.89
Argille sabbiose e limose	--	125.52	5020.79	19.71	20.49
Argilla inorganica molto compatta	--	91.53	4237.44	19.14	19.93
Sabbie addensate o cementate	40.78	172.99	6651.50	18.67	20.77
Sabbie e ghiaie	38.12	383.71	18839.62	17.39	20.56

## Prova 3

	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	--	58.56	4580.70	18.50	19.28
Argilla inorganica compatta	--	61.68	4482.16	18.54	19.33
Argilla inorganica molto compatta	34.78	129.25	5610.11	19.34	20.42
Argilla inorganica compatta	--	61.37	4549.69	18.42	19.21
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	36.27	27.54	2382.55	17.03	20.28
Sabbia e ghiaia	37.69	344.86	15904.97	17.65	20.59

## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

## Carico limite di fondazioni su terreni

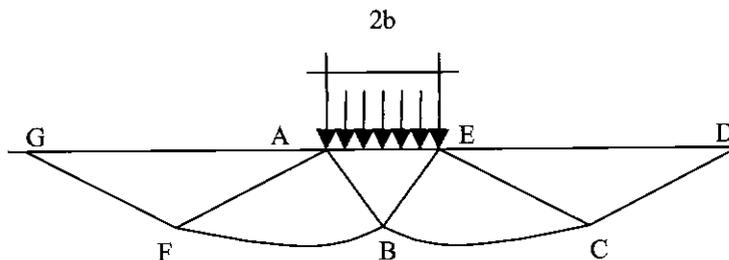
Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

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 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'**

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

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

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

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

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

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

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:

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

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

$\beta$  = 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 ricompressione;

$CR$  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 si è considerata la prova n.1 in quanto è la più cautelativa.

### **Platea a -3,0 m**

#### **DATI GENERALI**

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	10.0 m
Lunghezza fondazione	20.0 m
Profondità piano di posa	3.0 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	11.6 m

#### **SISMA**

Accelerazione massima ( $a_{max}/g$ )	0.287
Effetto sismico secondo	NTC: Cascone Maugeri
Fattore di comportamento [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.251
Coefficiente intensità sismico terreno [K <sub>hk</sub> ]	0.089
Coefficiente intensità sismico struttura [K <sub>hi</sub> ]	0.2326

#### **Coefficienti sismici [N.T.C.]**

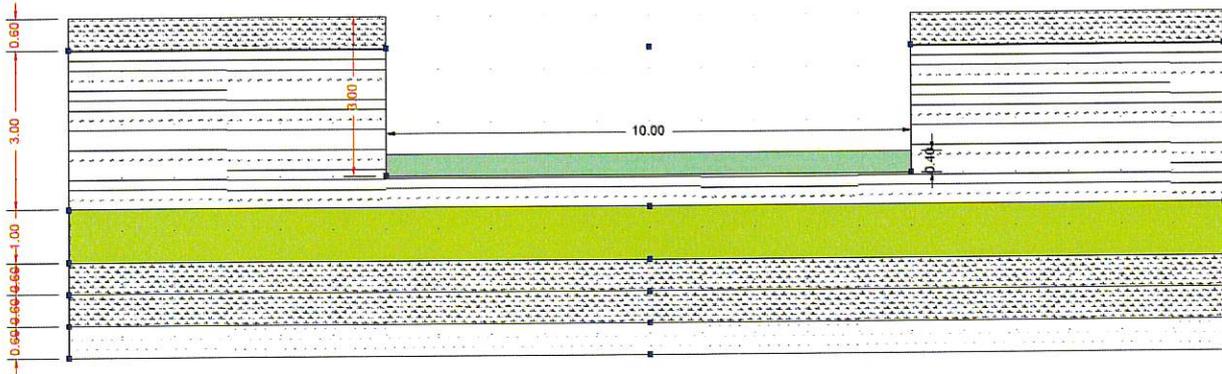
#### **Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II

Vita nominale: 50.0 [anni]  
 Vita di riferimento: 50.0 [anni]

### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C  
 Categoria topografica: T1



S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.65	2.4	0.26
S.L.D.	50.0	0.82	2.39	0.27
S.L.V.	475.0	2.01	2.43	0.31
S.L.C.	975.0	2.52	2.48	0.32

### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.975	0.18	0.0179	0.0089
S.L.D.	1.23	0.18	0.0226	0.0113
S.L.V.	2.8163	0.31	0.089	0.0445
S.L.C.	3.3204	0.31	0.105	0.0525

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	260.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	260.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	260.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	260.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

## CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	782.69 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	340.3 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	260.9 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** 31307.61 kN/m<sup>3</sup>**A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.1
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 782.69 kN/m<sup>2</sup>

Resistenza di progetto 340.3 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

**SISMA**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq] 1.0

Fattore [Nc] 5.14

Fattore forma [Sc] 1.1

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 782.69 kN/m<sup>2</sup>

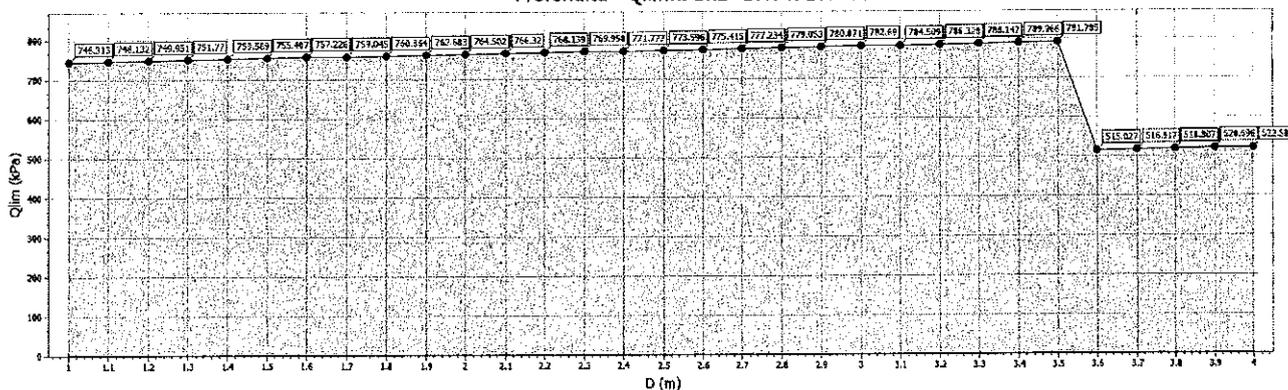
Resistenza di progetto 340.3 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

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

Profondità - Qlim... BxL=10.0 x 20.0 m



**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

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

Pressione normale di progetto	50.0 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento dopo T anni	15.0
Cedimento totale	0.00 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	3.3	64.563	0	0	--	0
3	4.1	80.099	0	0	--	0
4	4.9	95.049	0	0	--	0
5	5.5	106.035	0	0	--	0
6	6.1	116.939	0	0	--	0

**Platea a -0,8 m****DATI GENERALI**

=====	
Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	10.0 m
Lunghezza fondazione	20.0 m
Profondità piano di posa	0.8 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	11.6 m
=====	

**SISMA**

=====	
Accelerazione massima (amax/g)	0.287
Effetto sismico secondo	NTC: Cascone Mageri
Fattore di comportamento [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.251
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0804
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.2326
=====	

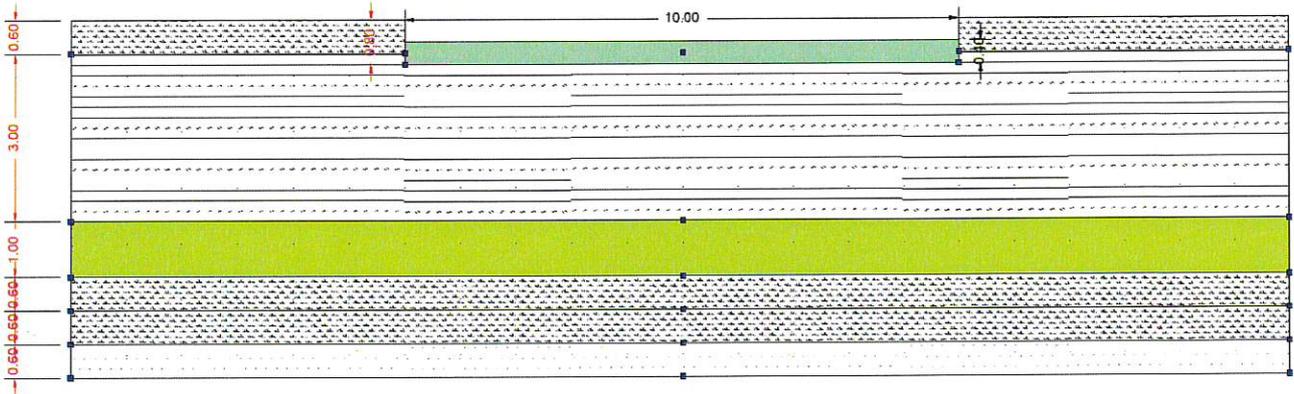
**Coefficienti sismici [N.T.C.]**

**Dati generali**

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

**Parametri sismici su sito di riferimento**

Categoria sottosuolo: C  
 Categoria topografica: T1



S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.65	2.4	0.26
S.L.D.	50.0	0.82	2.39	0.27
S.L.V.	475.0	2.01	2.43	0.31
S.L.C.	975.0	2.52	2.48	0.32

**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.	0.975	0.2	0.0199	0.0099
S.L.D.	1.23	0.2	0.0251	0.0125
S.L.V.	2.8163	0.28	0.0804	0.0402
S.L.C.	3.3204	0.28	0.0948	0.0474

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	247.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	247.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	247.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	247.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

## CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	742.68 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	322.9 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	247.56 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** 29707.01 kN/m<sup>3</sup>**A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.1
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	742.68 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	322.9 kN/m <sup>2</sup>
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

=====

**SISMA**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====

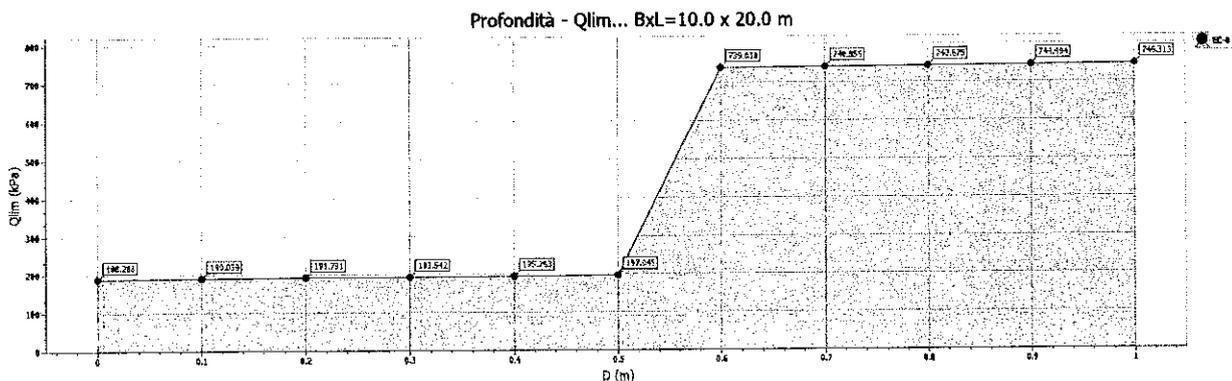
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.1
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [lc]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	742.68 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	322.9 kN/m <sup>2</sup>
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

=====

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



**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

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

Pressione normale di progetto	50.0 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento dopo T anni	15.0
Cedimento totale	2.83 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	2.2	42.686	31.145	1.579	--	1.579
3	4.1	80.099	26.027	0.5872	--	0.5872
4	4.9	95.049	24.058	0.3487	--	0.3487
5	5.5	106.035	22.665	0.2864	--	0.2864
6	6.1	116.939	21.348	0.0325	--	0.0325

**Trave rovescia a - 1,0 m****DATI GENERALI**

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	20.0 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	11.6 m

**SISMA**

Accelerazione massima (amax/g)	0.287
Effetto sismico secondo	NTC: Cascone Maugeri
Fattore di comportamento [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.251
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.089
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.2326

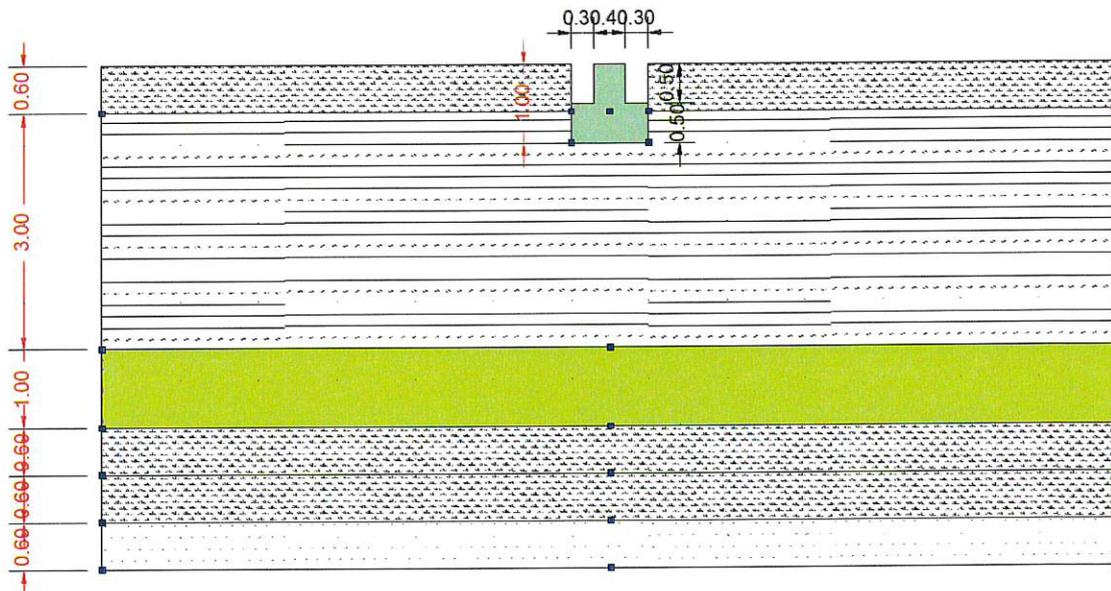
**Coefficienti sismici [N.T.C.]**

**Dati generali**

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

**Parametri sismici su sito di riferimento**

Categoria sottosuolo: C  
 Categoria topografica: T1



S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.65	2.4	0.26
S.L.D.	50.0	0.82	2.39	0.27
S.L.V.	475.0	2.01	2.43	0.31
S.L.C.	975.0	2.52	2.48	0.32

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.975	0.18	0.0179	0.0089
S.L.D.	1.23	0.18	0.0226	0.0113
S.L.V.	2.8163	0.31	0.089	0.0445
S.L.C.	3.3204	0.31	0.105	0.0525

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	228.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	228.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	228.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	228.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

## CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	686.71 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	298.57 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	228.9 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** 27468.24 kN/m<sup>3</sup>**A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.01
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	686.71 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	298.57 kN/m <sup>2</sup>
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

---

**SISMA**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

---

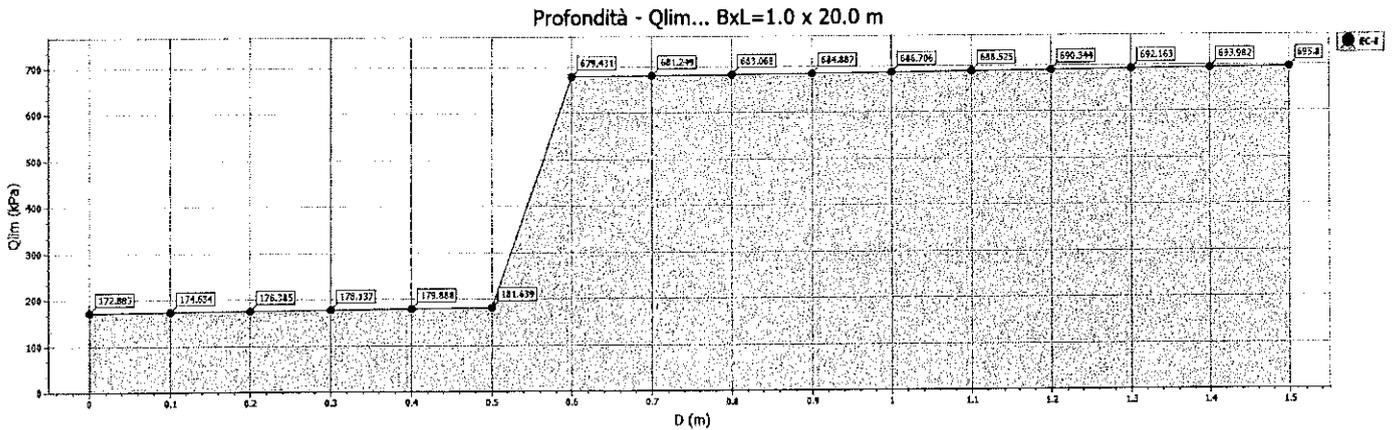
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.01
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [lc]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---

Carico limite	686.71 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	298.57 kN/m <sup>2</sup>
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

---

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



### CEDIMENTI PER OGNI STRATO

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

Pressione normale di progetto	127.0 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento dopo T anni	15.0
Cedimento totale	2.70 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	44.674	40.343	1.8993	--	1.8993
3	4.1	80.099	18.461	0.4165	--	0.4165
4	4.9	95.049	14.676	0.2127	--	0.2127
5	5.5	106.035	12.668	0.1601	--	0.1601
6	6.1	116.939	11.108	0.0169	--	0.0169

### CONCLUSIONI

L'intervento oggetto di questa relazione consiste nella realizzazione di un PUA. Geologicamente l'area è costituita da depositi alluvionali del terzo ordine dei terrazzi costituiti da argille prevalenti con lenti sabbiose e limose sino a circa 6,0 metri di profondità. Sotto tale strato di copertura è sempre rintracciabile uno strato di sabbia e ghiaia sino alla profondità di oltre 22 metri sotto al quale sono rintracciabili le argille pleistoceniche.

La falda è stata misurata all'interno di un pozzo della lottizzazione vicina alla profondità di 11,60 m dal piano campagna ed ha un andamento tipico in direzione nord-est.

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

I valori ricavati di Portanza del terreno per la fondazione a **platea impostata a - 3,0 m**, sono:

- Carico limite 782.69 kN/m<sup>2</sup>
- Resistenza di progetto 340.3 kN/m<sup>2</sup>

Mentre i Cedimenti con pressione normale di progetto 50.0 kN/m<sup>2</sup>

- Cedimento dopo T anni 15.0
- Cedimento totale 0.00 cm

I valori ricavati di Portanza del terreno per la fondazione a **platea impostata a - 0,8 m**, sono:

- Carico limite 742.68 kN/m<sup>2</sup>
- Resistenza di progetto 322.90 kN/m<sup>2</sup>

Mentre i Cedimenti con pressione normale di progetto 50.0 kN/m<sup>2</sup>

- Cedimento dopo T anni 15.0
- Cedimento totale 2.83 cm

I valori ricavati di Portanza del terreno per la fondazione a **trave rovescia a - 1,0 m**, sono:

- Carico limite 686.71 kN/m<sup>2</sup>
- Resistenza di progetto 298.56 kN/m<sup>2</sup>

Mentre i Cedimenti con pressione normale di progetto 127.0 kN/m<sup>2</sup>

- Cedimento dopo T anni 15.0
- Cedimento totale 2.70 cm

Questi risultati geotecnici riferiti al comportamento del terreno sotto carico, hanno lo scopo di valutarne l'idoneità alla esecuzione di una opera generica, ma rimangono indicativi e non possono essere applicati per il calcolo di ogni edificio in quanto dovranno essere adattati al tipo di intervento in ogni lotto.

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

1. le fondazioni dovranno essere impostate su terreno compatto per cui andrà asportato tutto il terreno vegetale e più scadente;
2. per portarsi alla quota fondale si consiglia di utilizzare terreno stabilizzato o getto magro per il sottofondo delle fondazioni o comunque terreno idoneo alla compattazione;
3. anche se la falda è stata rintracciata a profondità più bassa rispetto ai piani fondali ipotizzati, è bene in ogni caso impermeabilizzare tutti i piani e i perimetri fondali con getto

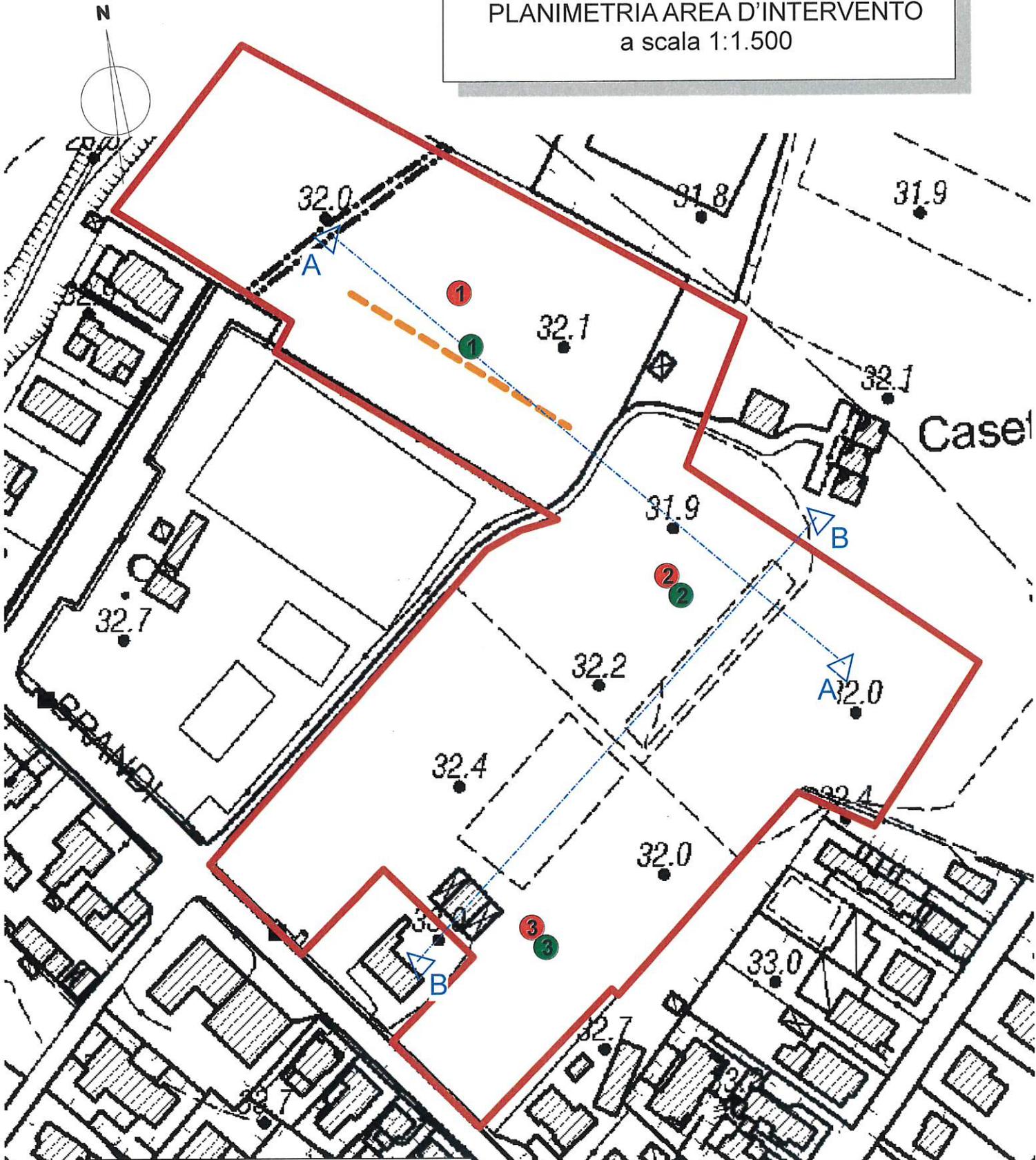
di materiale idrofugo nelle fondazioni per evitare fastidiose macchie di umidità o infiltrazioni nel piano interrato;

4. allo scopo di evitare problemi di assestamento per le fondazioni a platea dovuti al fenomeno del ritiro delle argille, i piani di scavo delle platee dovranno essere realizzati leggermente più grandi della pianta dell'edificio e con leggera pendenza a schiena d'asino per evitare che le acque di falda o meteoriche possano ristagnare al di sotto delle platee; gli scavi perimetralmente potranno essere dotati di un tubo di drenaggio per convogliare le eventuali acque raccolte in un pozzetto di smaltimento;
5. occorre eseguire correttamente le fogne e i sistemi drenanti le acque meteoriche;
6. effettuare i getti fondali in periodi stagionali favorevoli;
7. allontanare velocemente il terreno di risulta.

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

Casadio Mario

PLANIMETRIA AREA D'INTERVENTO  
a scala 1:1.500

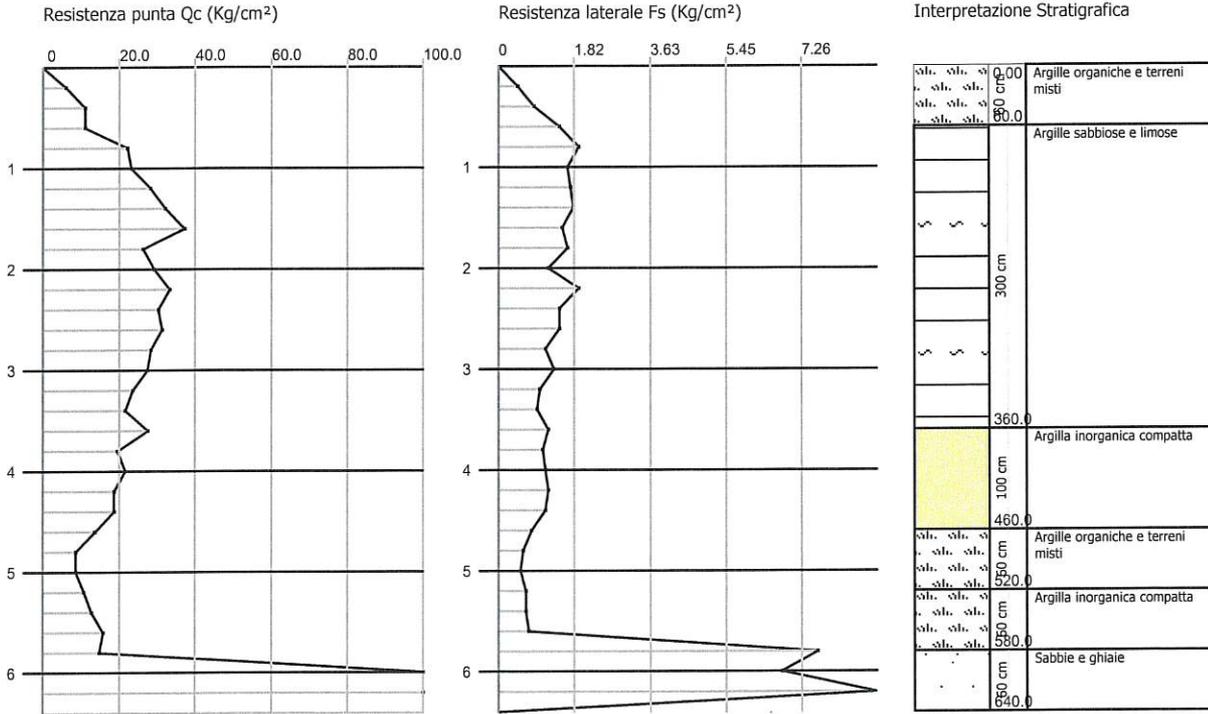


LEGENDA:

-  TRACCIA DI SEZIONE
-  PROVA PENETROMETRICA STATICA
-  PROVA HVSR
-  STENDIMENTO SISMICO
-  AREA PUA

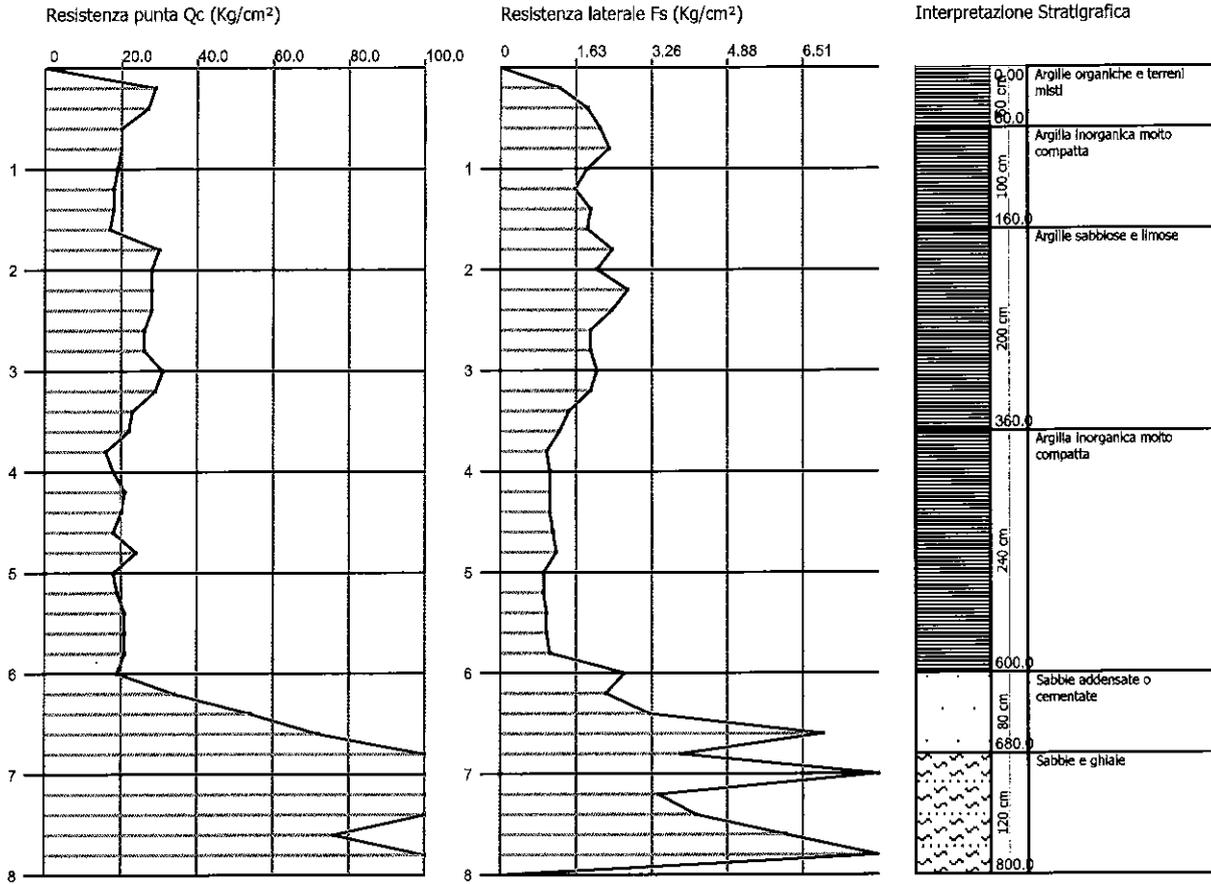
Committente:  
 Cantiere: Via Brando Brandi  
 Località: Carpena

Data: 03/04/2020



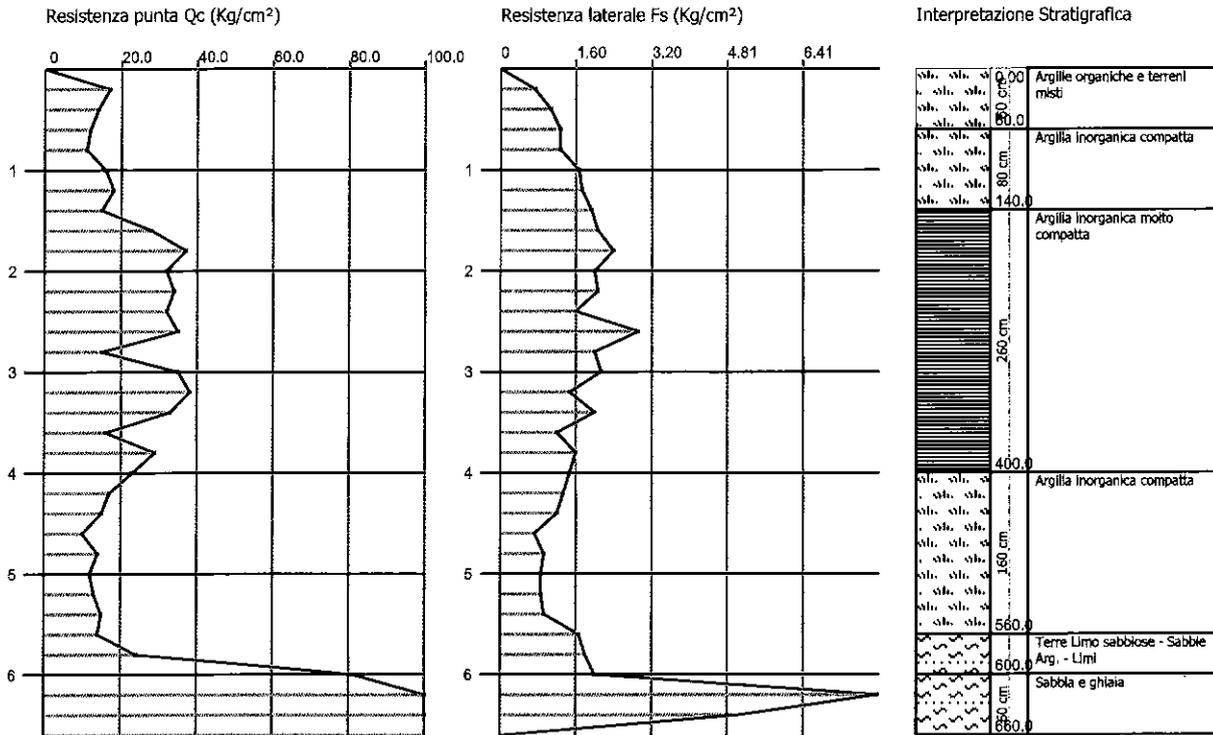
Committente:  
 Cantiere: Via Brando Brandi  
 Località: Carpena

Data: 03/04/2020



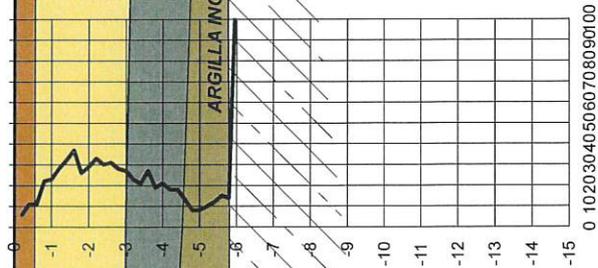
Committente:  
 Cantiere: Via Brando Brandi  
 Località: Carpena

Data: 03/04/2020



**SEZIONE GEOLOGICA A**  
 scala 1:500 o / 1:200 v

PROVA PENETROMETRICA 1



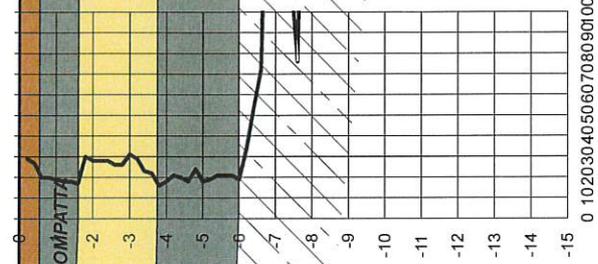
ARGILLA INORGANICA COMPATTA

ARGILLE SABBIOSE E LIMOSE

TERRENO VEGETALE

ARGILLA INORGANICA MOLTO COMPATTA

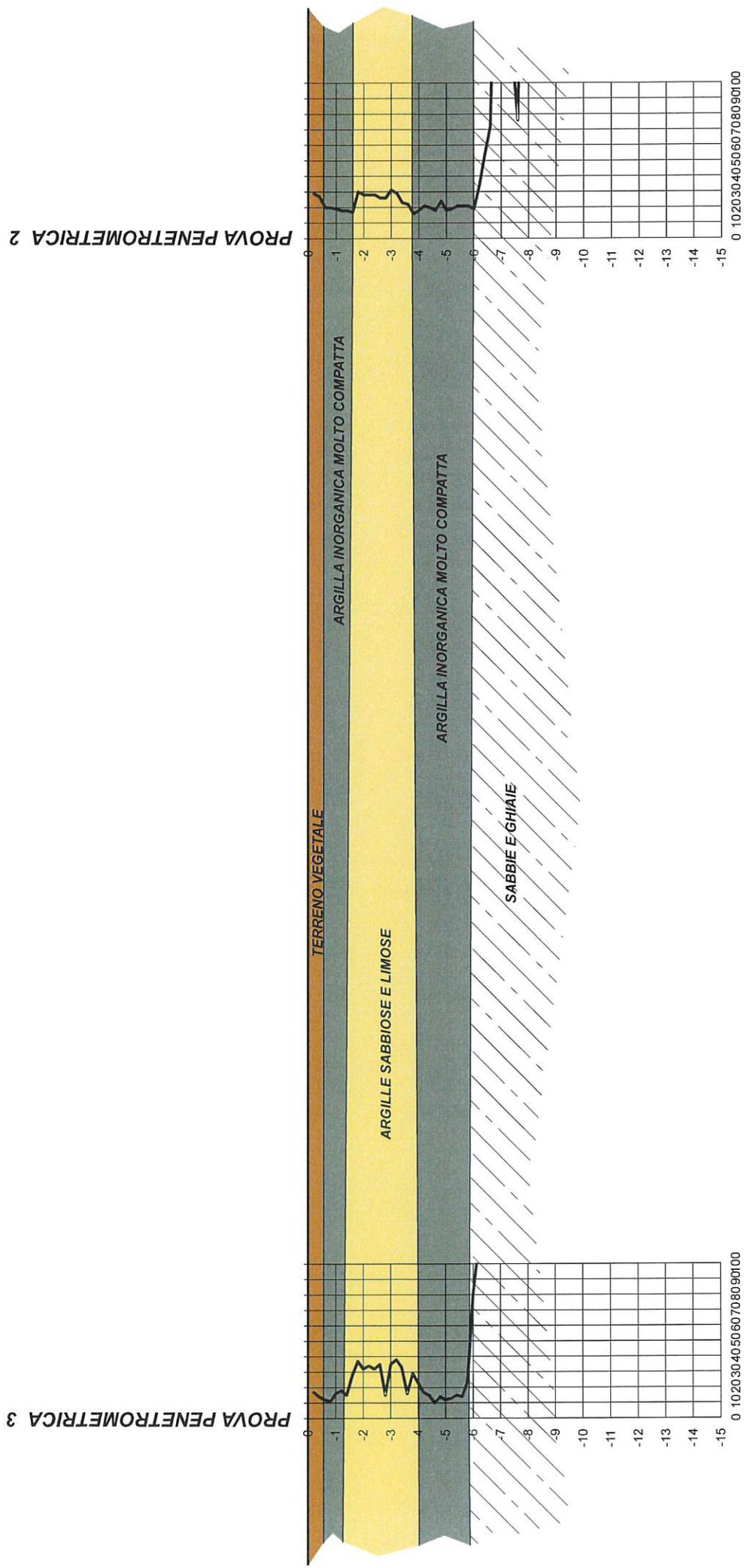
PROVA PENETROMETRICA 2



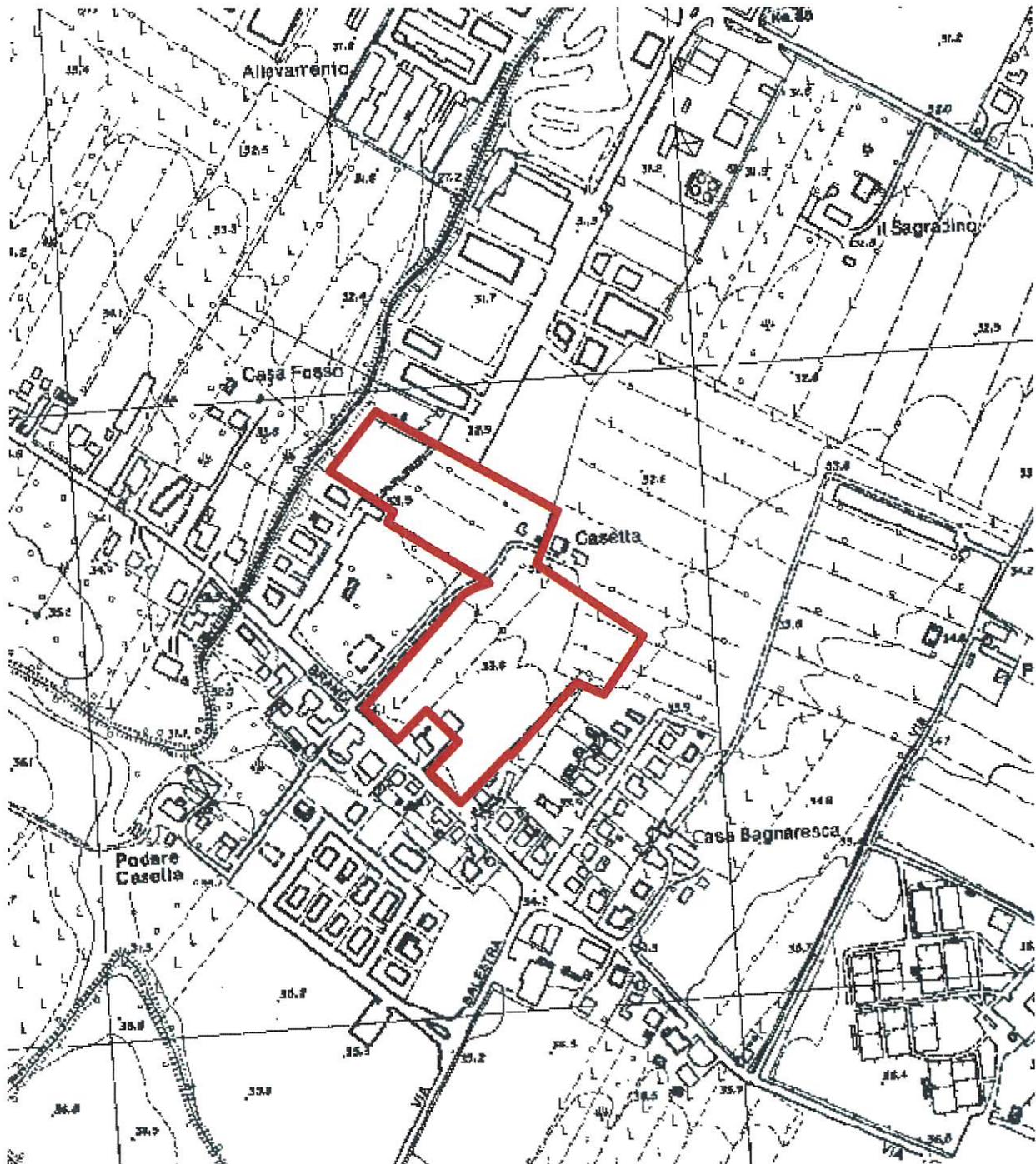
ARGILLA INORGANICA MOLTO COMPATTA

SABBIE E GHIAIE

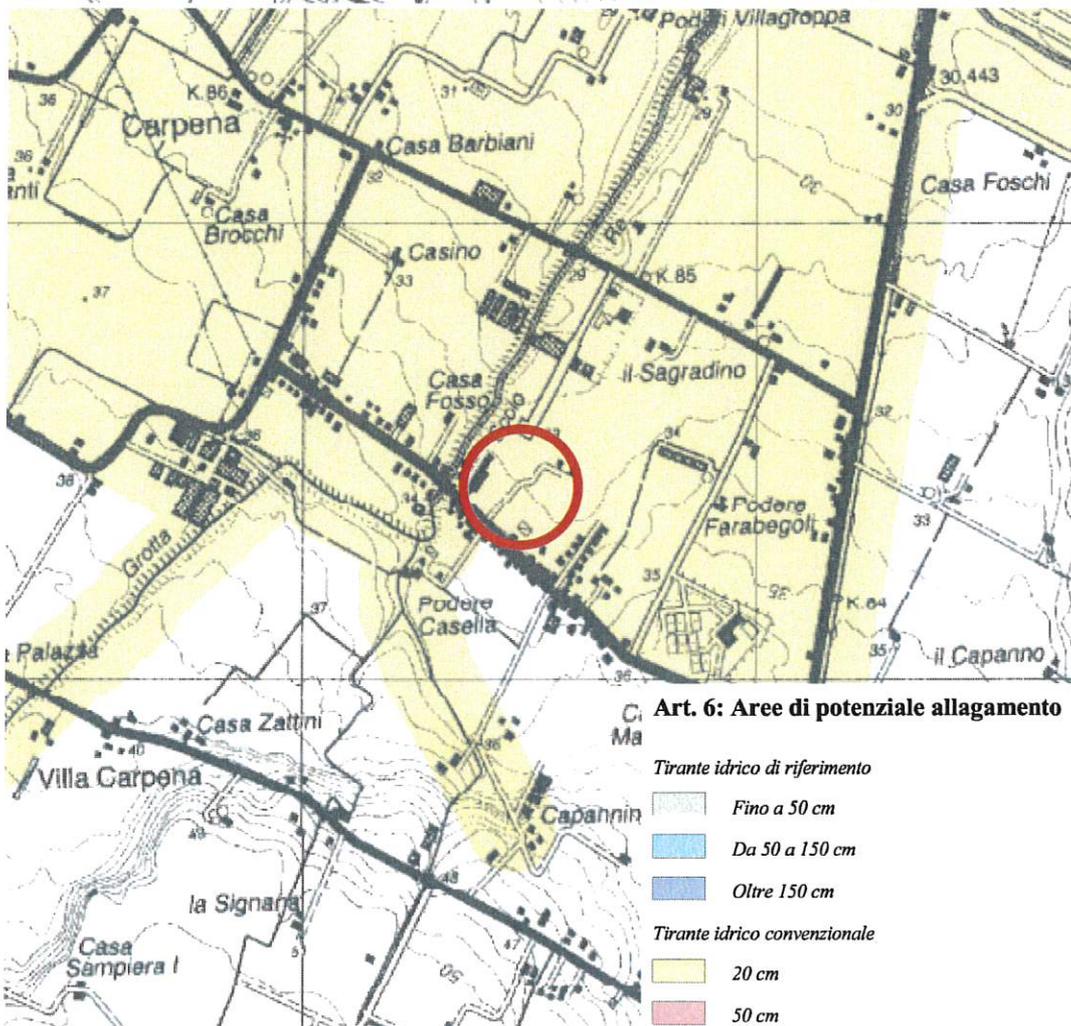
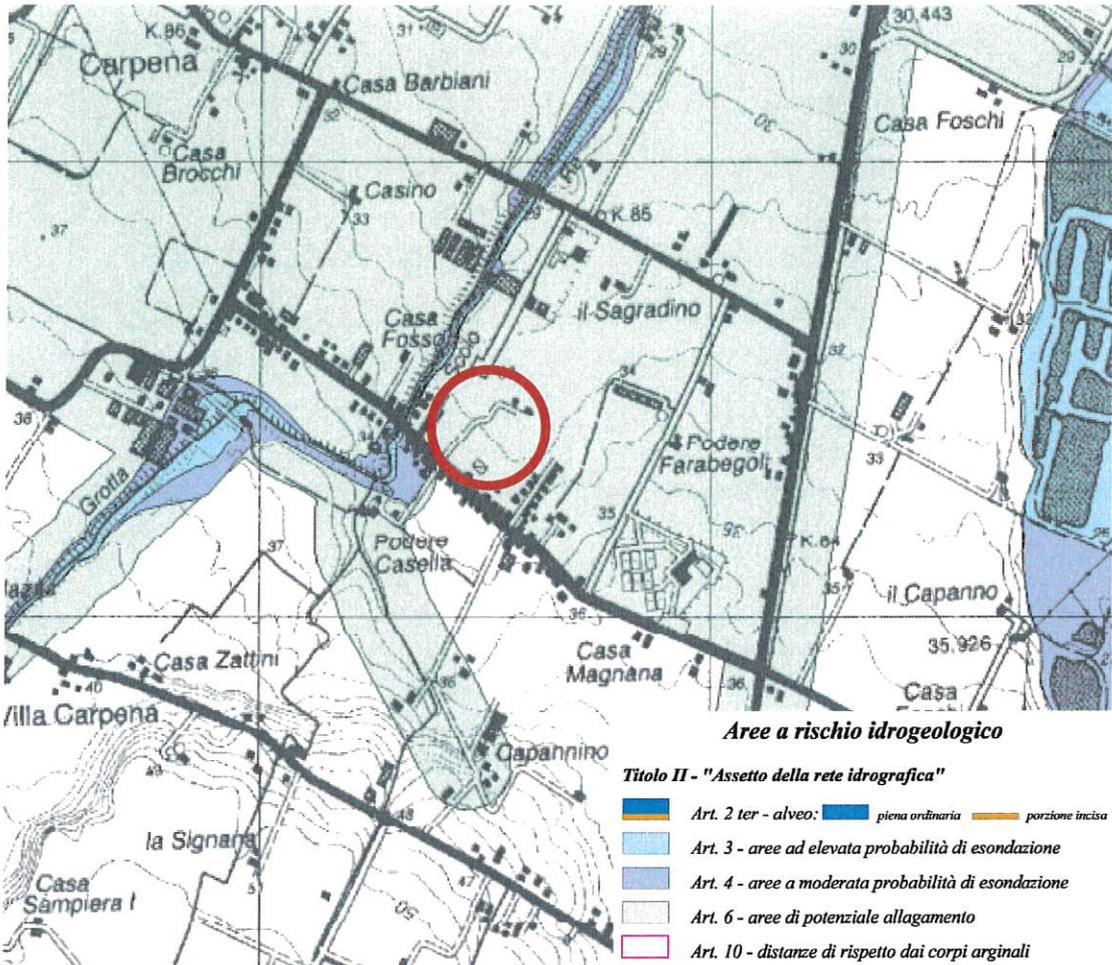
**SEZIONE GEOLOGICA B**  
scala 1:500 o / 1:200 v



CARTA COROGRAFICA  
a scala 1:5.000

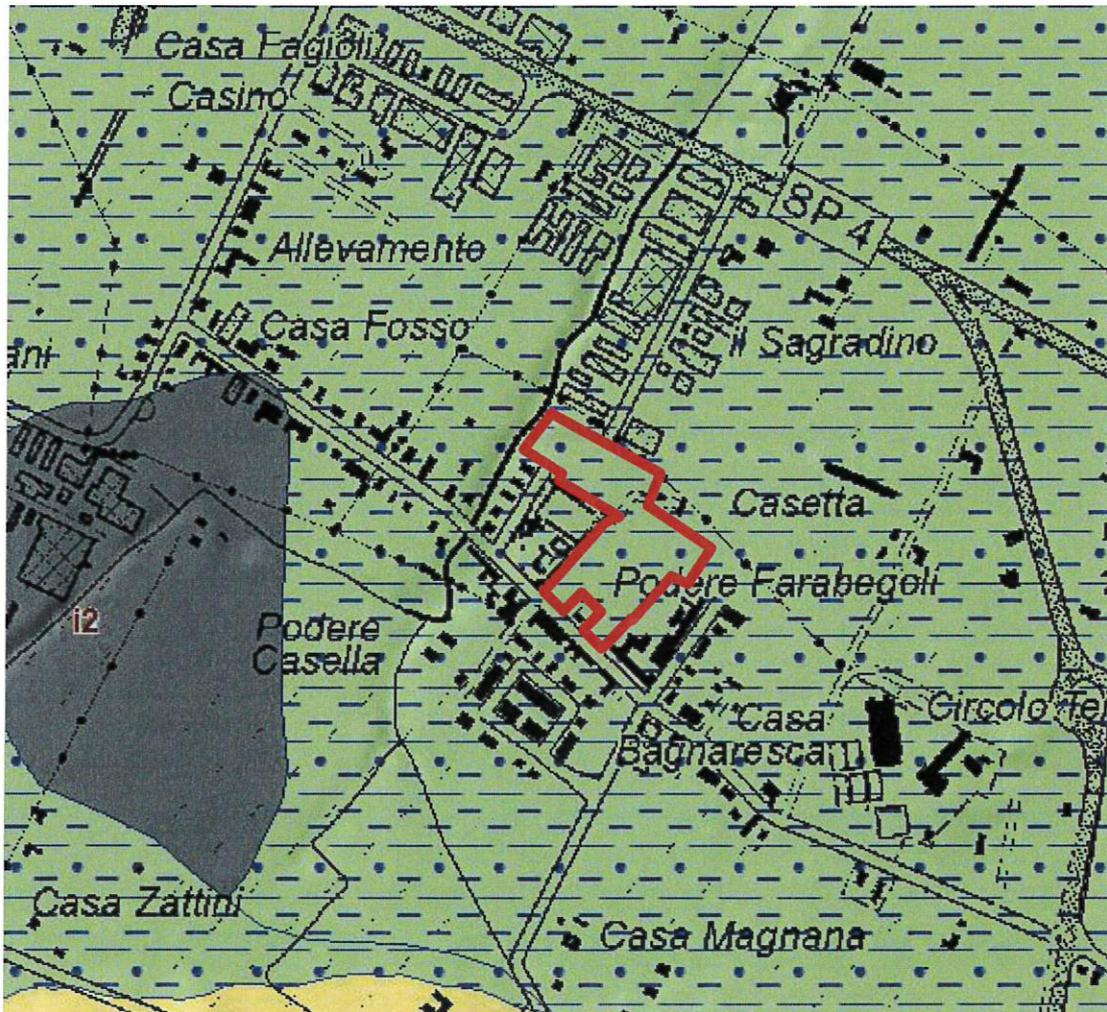


Area d'indagine





CARTA GEOLOGICA  
scala 1:10.000



**Ambienti deposiz. e litologie (10K)**

..... Limo Argilloso Sabbioso - Piana alluvionale

**Coperture quaternarie (10K)**

-  AES6 - Subsintema di Bazzano
-  AES7 - Subsintema di Villa Verucchio
-  AES8 - Subsintema di Ravenna
-  AES8a - Unità di Modena
-  b1 - Deposito alluvionale in evoluzione
-  h3 - Cava
-  i2 - Conoide torrentizia inattiva

**Unità geologiche (10K)**

 FAA - Argille Azzurre

 Area d'indagine