

Signori Tura e Romiti – Viale Iolanda 36, Cento - FE

RELAZIONE GEOTECNICA
Cento (FE), Viale Iolanda 36



Commessa: 48 - 12

Data: 27 dicembre 2012

Dott.Geol. Alberto Velicogna



Sommario

1.	PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO	2
2.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	4
3.	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO.	5
	3.1 <i>Inquadramento geomorfologico</i>	5
	3.2 <i>Inquadramento geologico</i>	5
4.	INDAGINE GEOGNOSTICA	7
	4.1 <i>Prove penetrometriche statiche CPT;</i>	7
	4.2 <i>Posa in opera di piezometro da un pollice di diametro;</i>	11
	4.3 <i>Prelievo di campioni indisturbati di terreno</i>	12
	4.3 <i>Prospezione sismica passiva – metodo HVSR</i>	15
	4.4 <i>Indagini MASW</i>	17
5.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	19
6.	MODELLO GEOTECNICO	23
7.	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	25
8.	VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO	28
9.	VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DEI TERRENI DI FONDAZIONE	31
10.	CONCLUSIONI	33
	ALLEGATI	35

1. PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

Il sottoscritto ha ricevuto l'incarico di redigere una relazione geologica-geotecnica ai fini di indagare e caratterizzare il sottosuolo da un punto di vista geotecnico in viale Iolanda 36 nel comune di Cento (FE). La caratterizzazione del sottosuolo rientra in un piano di indagini più ampio intorno e all'interno dell'edificio, a seguito del manifestarsi di fratture e lesioni dopo i recenti eventi sismici nella regione.

Questa relazione, pertanto, seguendo i dettami della norma vigente e dello stato dell'arte è finalizzata alla costruzione del modello geologico, che è imprescindibile per la redazione del successivo modello geotecnico, facente parte della relazione d'opera geognostica.

Il presente documento si prefigge quindi di essere anche uno strumento tecnico d'ausilio per la definizione progettuale.

In data 15 Novembre 2012, si è effettuata, pertanto, una campagna di indagini mediante l'esecuzione di :

- sopralluoghi e rilievi tecnici dedicati;
- n. 3 prove penetrometriche statiche;
- posa in opera di n.1 piezometro;
- n. 4 prelievi di campioni indisturbati di terreno;
- n. 1 prospezione sismica passiva – metodo HVSR;
- n. 1 indagine sismica MASW;
- acquisizione ed analisi di bibliografia tecnica specifica;
- elaborazione del presente documento.

La caratteristica specifica di questo tipo di indagini è di essere di tipo preciso, diretto e locale; i dati acquisiti hanno un valore investigativo puntuale e possono essere raffrontati esclusivamente con altre prove analoghe a distanze limitrofe; qualsiasi altra estrapolazione non ha alcun valore geotecnico.

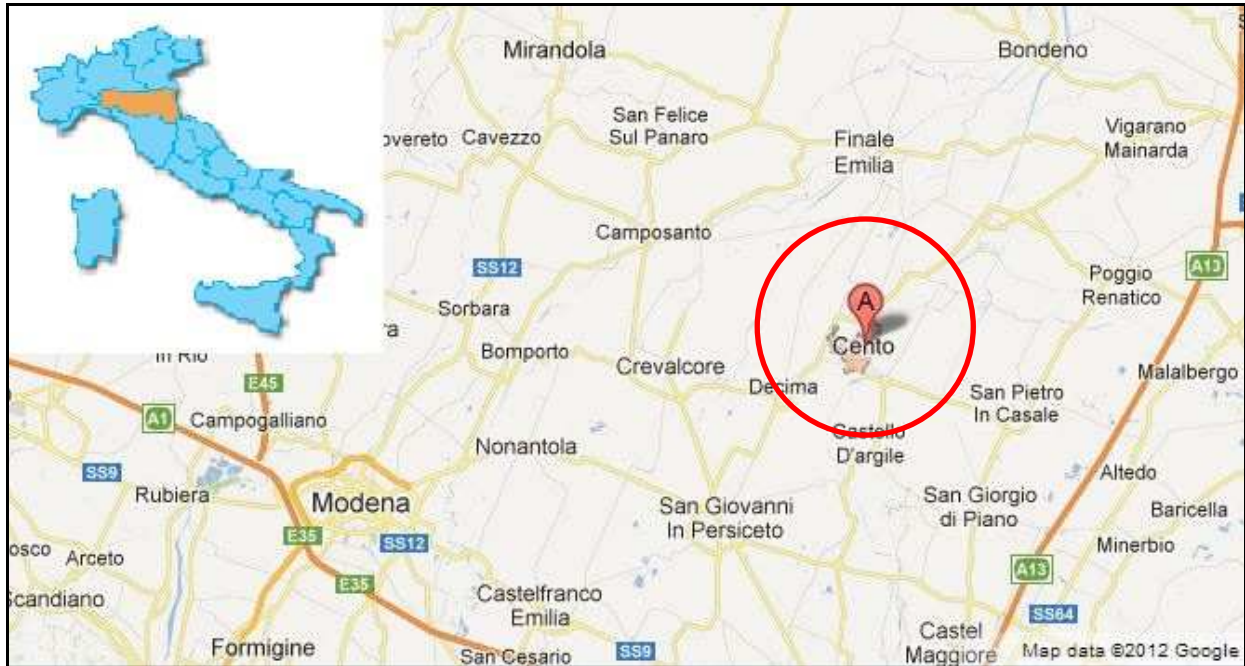


Figura 1: Ubicazione del comune di Cento (FE).

Normativa di riferimento

D. Lgs. N. 4 del 16 gennaio 2008 in vigore dal 13 giugno 2008, recante importanti modifiche al D.Lgs 152/2006 in materia ambientale

Decreto Ministeriale 14.01.2008

Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

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

Leggi regionali in materia di pianificazione e di Vincolo Idrogeologico

Ordinanze Autorità di Bacino nazionale, regionale o interregionale

Piani Territoriali di coordinamento (Province)

Piano Strutturale e Regolam. Urbanistico

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area oggetto di indagine è situata in viale Iolanda 36, comune di Cento e ha posizione geografica con coordinate 44°72'81.78" N, 11°28'59.2 E, quota di circa 15 metri s.l.m.



Figura 2: Ubicazione dell'area di indagine (immagine GoogleMaps).

3. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO.

Lo studio geologico è stato svolto attraverso l'acquisizione di dati esistenti in bibliografia tecnica e l'osservazione diretta.

3.1 Inquadramento geomorfologico

L'area in esame è situata nella zona a Ovest dell'abitato del Comune di Cento e si trova in un'area completamente pianeggiante.

Il territorio comunale è interessato dalla presenza di corsi d'acqua superficiali.

Poco ad Est dal centro abitato del comune scorre il fiume Reno all'interno di argini artificiali che confluisce a circa 25 km a Nord nel fiume Po.

Oltre al fiume Reno sono presenti numerosi canali irrigui che scorrono nelle campagne circostanti al centro abitato.

3.2 Inquadramento geologico

Dal punto di vista geologico il comune di Cento va inserito nel contesto dei depositi fluviali del fiume Po e di piana alluvionale.

Il territorio è quindi caratterizzato da terreni alluvionali del Pleistocene e dell'Olocene principalmente argillosi con lenti limose. La litologia è tipica di depositi di argine (o canale), rotta fluviale e di piana inondabile.

La successione deposizionale rientra nella successione di depositi alluvionali, in particolare la zona in esame ricade nel sintema (unità stratigrafica che raggruppa al suo interno diversi strati di diversi periodi geologici, ma accomunati dallo stesso ambiente deposizionale e quindi dallo stesso tipo di deposito) emiliano-romagnolo superiore.

Questa successione è caratterizzata da alternanze di limi sabbiosi e limi argillosi, con depositi più grossolani alla sommità (a livello di piano campagna) presso le aste fluviali e depositi più fini nelle aree distali. Le unità geologiche presenti nella zona, partendo dal basso stratigrafico prendono il nome di Subsintema di Ravenna e Unità di Modena (parte sommitale).

Nel foglio 202 (San Giovanni in Persiceto) della carta geologica nazionale 1:50000 (progetto cart. Emilia Romagna), che interessa l'area oggetto d'indagine, è presente una sezione geologica di dettaglio (figura 3) dove viene riportata la stratigrafia di un sondaggio eseguito in prossimità di Cento.

I dati riportano una sequenza e alternanze di argille, argille limose e sabbie fini di ambiente fluviale nei primi 7 metri dal piano campagna. Depositi più fini e argille di ambiente alluvionale dai 7 metri sino ad una profondità di circa 15 metri.

Questi dati trovano riscontro con le caratteristiche geotecniche incontrate durante le indagini descritte successivamente nel capitolo a loro dedicato.

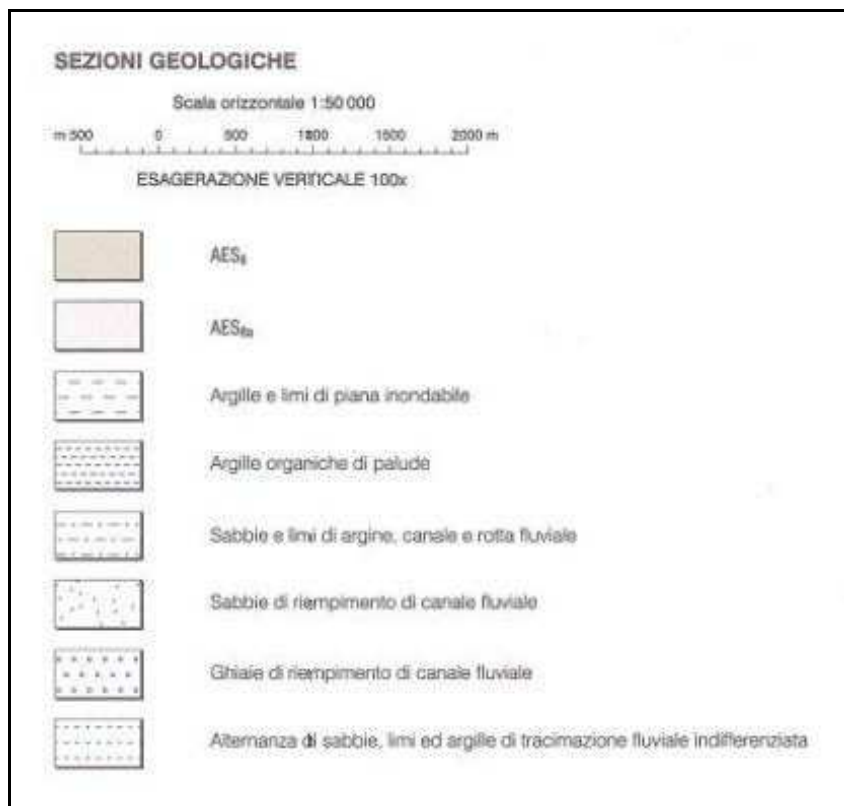
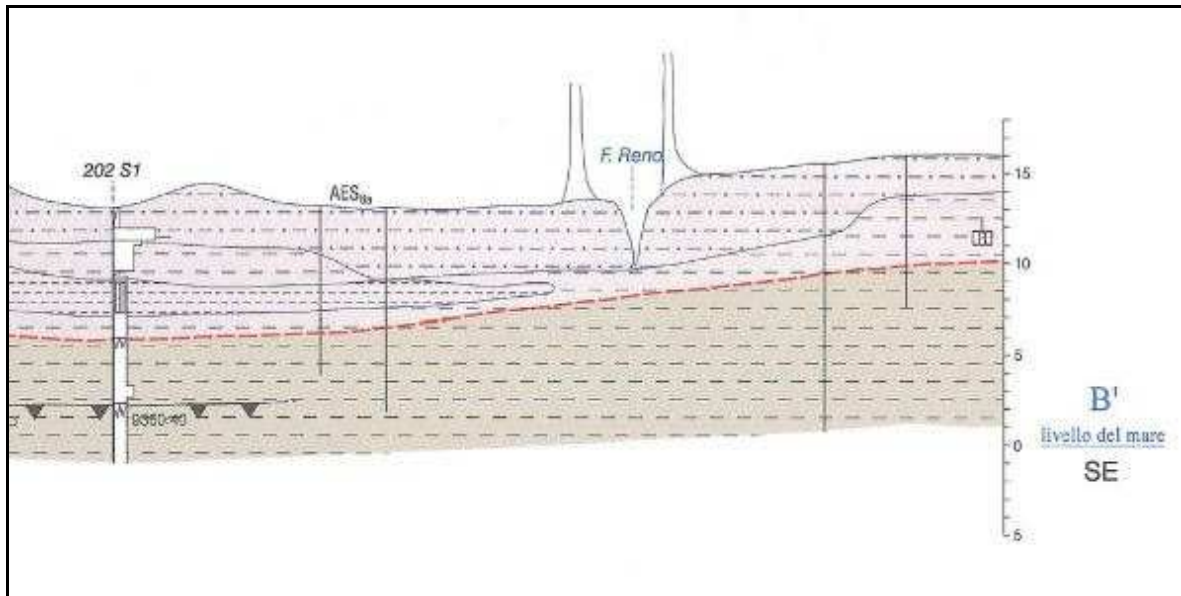


Figura 3: Sezione geologica dal foglio 202 San Giovanni in Persiceto , della carta geologica d'Italia 1:50000 (progetto CARG Regione Emilia Romagna).

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine geognostica di campagna si è svolta secondo lo schema in figura 4

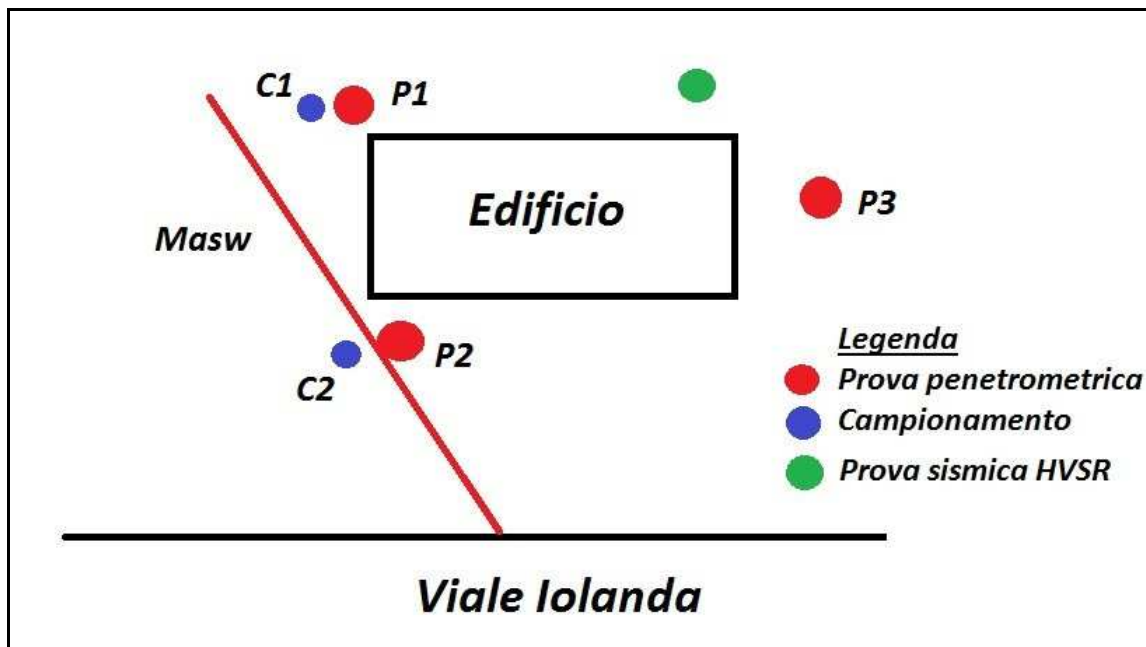


Figura 4: Disposizione schematica delle prove effettuate (non in scala).

4.1 Prove penetrometriche statiche CPT:

La prova penetrometrica è stata effettuata con Penetrometro Pagani TG 63-200 KN statico dinamico n° di matricola P000762 in assetto prova tipo CPT secondo la normativa europea (ASTM D3441-86) avente le caratteristiche di dettaglio sintetizzate nell'allegato CARATTERISTICHE TECNICHE.

La prova penetrometrica statica 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 eliche 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, viene chiamata punta / manicotto tipo "Begemann".

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

- diametro Punta Conica meccanica $\varnothing = 35,7$ mm
- area di punta $A_p = 10$ cm²
- angolo di apertura del cono = 60°
- superficie laterale del manicotto $A_m = 150$ cm²

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.

Le letture di campagna (che possono essere rilevate dal sistema di acquisizione sia in Kg che in Kg/cm²) durante l'infissione sono le seguenti:

- Lettura alla punta **LP** = prima lettura di campagna durante l'infissione relativa all'infissione della sola punta
- Lettura laterale **LT** = seconda lettura di campagna relativa all'infissione della punta+manicotto

Nella tabella di seguito vengono riassunte le profondità massime raggiunte durante le prove:

<i>N° prova</i>	<i>Profondità max (m. da p.c.)</i>	<i>Profondità falda (m da p.c.)</i>
<i>1</i>	<i>15,00</i>	<i>1,40</i>
<i>2</i>	<i>15,00</i>	<i>1,40</i>
<i>3</i>	<i>15,00</i>	<i>1,40</i>



Figura 5: Prima prova penetrometrica (P1).



Figura 6: Seconda prova penetrometrica (P2).



Figura 7: Terza prova penetrometrica (P3).

4.2 Posa in opera di piezometro da un pollice di diametro:

In concomitanza della prima prova P1 è stato installato un piezometro con l'ausilio del penetrometro Pagani TG63-200KN statico dinamico.

Al termine della prova penetrometrica statica è stato installato nel foro, creatosi precedentemente, un piezometro (\varnothing pari a 1") che viene spinto nel foro con l'ausilio della spinta del martinetto idraulico per contrastare l'attrito laterale.

Il piezometro è un tubo plastico micro-fessurato che permette la filtrazione dell'acqua dal terreno circostante consentendo di misurare, attraverso un freaticometro, il livello della falda freatica superficiale ed il suo cambiamento di quota nel tempo.



Figura 8: Installazione del piezometro.

4.3 Prelievo di campioni indisturbati di terreno

Per il prelievo dei campioni si opera con macchina perforatrice modello Pagani TG 63-200 statico dinamico ed il campionamento è stato realizzato utilizzando apposito campionatore Shelby.

Il campionatore di tipo Shelby è un campionatore cilindrico a pareti sottili (2mm) che comprende nella parte sommitale la vite di collegamento alla batteria di aste che vengono usate per l'infissione. L'infissione avviene sostanzialmente tramite l'avanzamento nel terreno di una punta conica situata all'estremità del campionatore che a sua volta è collegato alla batteria di aste che viene energizzata facendo cadere da un'altezza costante un maglio di peso standard.



Figura 9: il campionatore shelby prima dell'infissione.

Il campionatore viene spinto sino al raggiungimento della profondità prevista, dopodiché, attraverso una manovra dell'operatore la batteria d'aste viene ruotata in senso orario per ritirare la punta conica e liberare la fustella per la raccolta del campione. Il campionatore viene quindi infisso nel terreno tramite l'energizzazione del maglio sulle aste per circa 70cm (la lunghezza della fustella).

All'interno del campionatore si trova una valvola a sfera che ha la funzione di creare un effetto vuoto quando il campione viene sollevato in modo tale da non perdere il suo contenuto. Una volta estratto il campione si estraggono le tre viti di bloccaggio che permettono il rilascio della fustella dal corpo del campionatore e l'estrazione del campione di terreno.

I prelievi di campioni indisturbati sono stati realizzati per effettuare delle analisi granulometriche in laboratorio necessarie per definire con precisione la granulometria del terreno prelevato e le diverse percentuali di ghiaia, sabbia, limo e argilla presenti nel terreno.

Questo tipo di analisi viene eseguita in laboratorio facendo passare il campione attraverso dei setacci di diversi millimetri che permettono di contenere le diverse granulometrie dei granuli.



CLASSIFICAZIONE A.G.I.		CLASSIFICAZIONE ASTM.	
Dimensioni granuli (mm)	Nome	Dimensioni granuli (mm)	Nome
>200	massi	>300	boulders
60+200	ciottoli	75 + 300	cobbles
20 + 60	ghiaia grossolana	19 + 75	coarse gravel
6 + 20	ghiaia media	4.75 + 19	fine gravel
2 + 6	ghiaia fine	2.00 + 4.75	coarse sand
0.6 + 2	sabbia grossolana	0.425 + 2.00	medium sand
0.2 + 0.6	sabbia media	0.075 + 0.425	fine sand
0.06+ 0.2	sabbia fine	<0.075	silt, clay
0.002 + 0.06	limo		
<0.002	argilla		

Figura 10: immagine di alcuni setacci e classificazione granulometrica in base alla dimensione dei granuli (in mm)

I campioni sono stati prelevati nella prossimità della prova P1 e P2 a diverse quote seguendo il seguente schema:

Codice identificativo del campione (vedi certificati SSS ricevuti 13.12.12)	Ubicazione prelievo	Quota di prelievo (m da p.c.)
Rapporto di prova 15307	Sito C1-1 (adiacente prova P1)	-1.50 / -2.00 m da p.c.
Rapporto di prova 15308	Sito C1-2 (adiacente prova P1)	-2.50 / -3.00 da p.c.
Rapporto di prova 15309	Sito C2-1 (adiacente prova P2)	-1.50 / -2.00 m da p.c.
Rapporto di prova 15310	Sito C2-2 (adiacente prova P2)	-2.50 / -3.00 da p.c.

Le analisi granulometriche sono necessarie per classificare il terreno secondo normativa e poter quindi verificare la eventuale liquefacibilità del terreno indagato. Tale verifica viene approfondita nel capitolo dedicato.



Figura 11: Campione C1-2



Figura 11: Campione C2-1

4.3 Prospezione sismica passiva – metodo HVSR

La metodologia sismica HVSR (Horizontal to Vertical Spectrum Ratio) misura il rumore sismico ambientale che è presente ovunque sulla superficie terrestre, ed è prodotto dai fenomeni naturali sia geologici che atmosferici o planetari (vibrazioni sismiche, maree terrestri e non, onde oceaniche, microterremoti, vento) e dall'attività antropica.

Il rumore sismico ambientale viene anche chiamato microtremore in quanto costituito da oscillazioni di piccolissima ampiezza se confrontate con quelle associate ai terremoti.

La denominazione di sismica passiva dipende dal fatto che il rumore non viene generato artificialmente, come nelle energizzazioni della sismica attiva, ma è presente naturalmente.

In qualsiasi luogo pianeggiante sono sempre presenti delle vibrazioni associate alle onde oceaniche con dei picchi a 0,14 e 0,07 Hz. A questo comportamento spettrale di "fondo", sempre presente in varia forma, e soggetto a scarsissima attenuazione, si sovrappongono le sorgenti locali dovute alle attività antropiche (traffico, macchinari ecc..) e naturali. L'effetto di queste sorgenti locali è soggetto ad attenuazioni quanto maggiori all'aumentare della frequenza e dovute all'assorbimento anelastico associato all'attrito interno delle rocce e dei terreni.

La metodologia HVSR è stata introdotta da Nakamura (1989) per la determinazione delle frequenze di risonanza dei terreni e la stima dell'amplificazione sismica locale, elementi di grande utilità per l'ingegneria sismica.

La frequenza fondamentale di risonanza (F) dello strato di terreno n è data dalla formula:

$$F_n = V_s / 4 h$$

in cui V_s è la velocità media delle onde S nello strato N ed h è lo spessore.

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati.

Questo, insieme ad una stima delle velocità è in grado di fornire previsioni sullo spessore h degli strati. Viceversa, nota la stratigrafia è teoricamente possibile fornire una valutazione approssimativa della velocità delle onde S nei singoli strati.

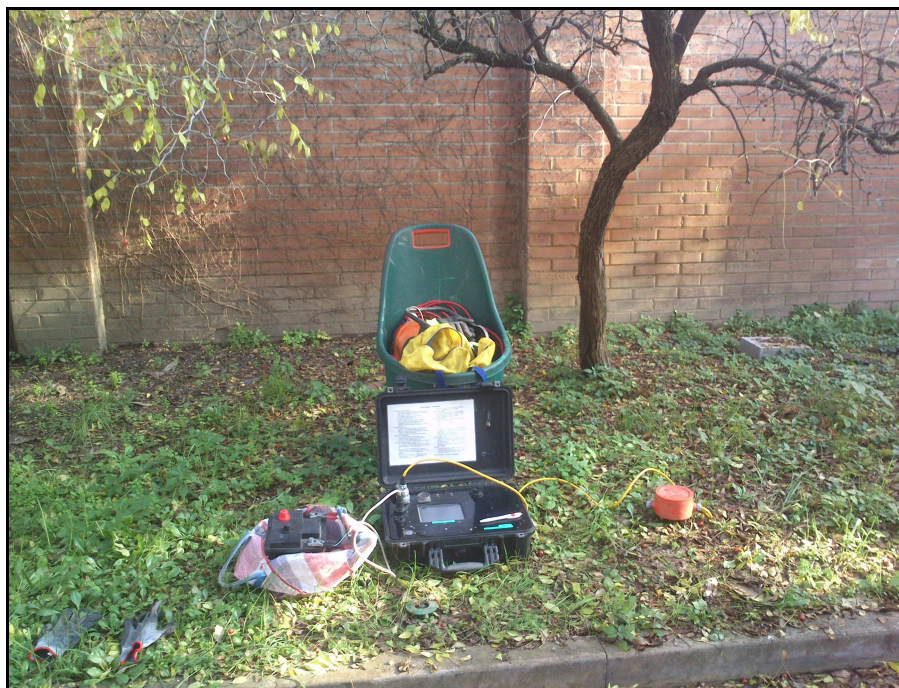


Figura 12: Sismografo EEG con geofono triassiale in fase di acquisizione

I risultati (grafici) visibili in allegato, sono stati ottenuti mediante impiego di un geofono triassiale EEG ed elaborati con software EEG:

- il segnale dei velocimetri (3) è acquisito in sito per un tempo t , e digitalizzato a 16 bit con due linee di preamplificatori .

Per ciascuna delle 3 componenti del moto, il software esegue le seguenti elaborazioni:

- divide il tracciato acquisito in finestre di lunghezza L (in questo lavoro generalmente 26 s);
- elimina il trend da ciascuna finestra;
- fa il "pad" di ciascuna finestra con degli zero;
- calcola la trasformata di Fourier (FFT) per ciascuna finestra;
- calcola lo spettro di ampiezza per ciascuna finestra;
- liscia lo spettro di ogni finestra secondo opportuno smoothing;
- calcola il rapporto spettrale HVSR ad ogni frequenza, per ciascuna finestra.

La funzione HVSR finale è data dalle media degli HVSR di ciascuna finestra.

4.4 Indagini MASW

A completamento della campagna geognostica è stata eseguita n.1 indagine geofisica MASW finalizzata:

- alla misura diretta della velocità equivalente delle onde di taglio Vs30 e della relativa classificazione della categoria sismica di appartenenza dei terreni del sottosuolo;
- all'acquisizione di dati che contribuissero ad indagare sull'eventuale presenza di cavità sotterranee che fornissero maggiori informazioni sull'uniformità areale dei depositi presenti in situ .

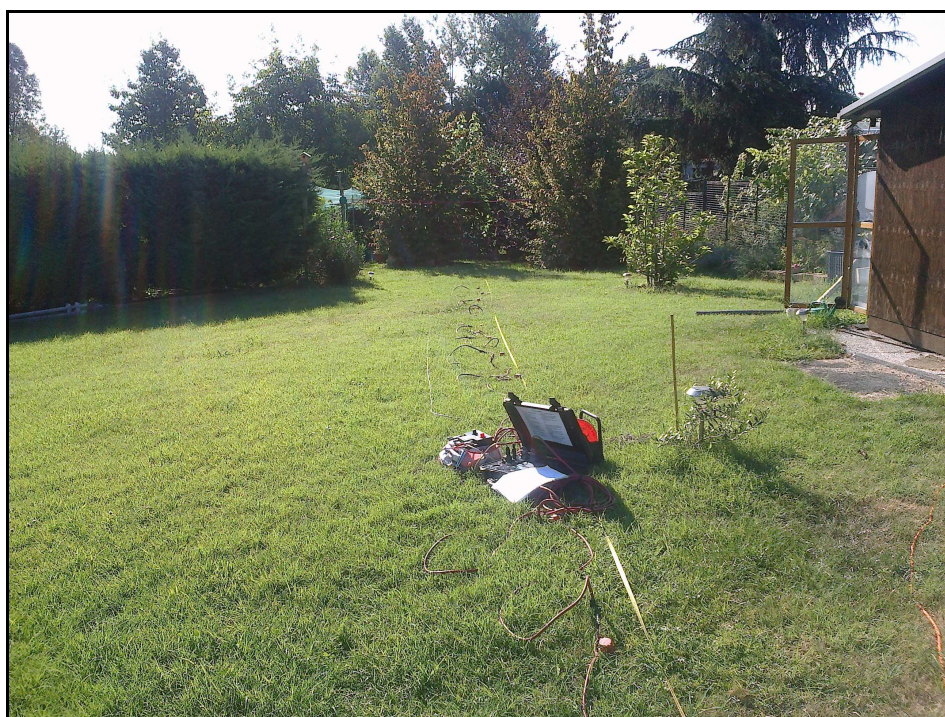


Figura 13: Stendimento dei 24 geofoni per indagine MASW (immagine d'archivio)

L'indagine MASW si è svolta in tre fasi: acquisizione delle onde superficiali (ground roll), costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs.

Le prove MASW sono indispensabili per ricavare direttamente il parametro Vs30 (nb: comunque eventualmente calcolabile anche attraverso il parametro Nspt acquisito con le prove penetrometriche), richiesto dalla nuova normativa sismica, in maniera semplice ed decisamente affidabile. Tramite questa prova vengono misurate le velocità sismiche delle onde superficiali a diverse frequenze. La variazione di velocità a diverse frequenze (dispersione) è imputabile prevalentemente alla stratificazione delle velocità delle onde S i cui valori sono ricavabili da una

precedura di inversione numerica. Poichè il parametro Vs30 è una sorta di media pesata delle velocità Vs dei primi 30 metri, l'utilizzo della tecnica MASW per ricavarlo è decisamente opportuno.

Le onde di superficie sono state generate con una mazza battente (sorgente sismica) da due punti di energizzazione e sono state registrate con 24 geofoni lungo uno stendimento di lunghezza di 48.0 m .

Il modello sismico monodimensionale (Vs-profondità) che si è ricavato costituisce l'aspetto principale sia nella stima degli effetti sismici di sito che nella definizione dell'azione sismica di progetto, in quanto consente di conoscere l'incidenza delle locali condizioni stratigrafiche sulla pericolosità sismica di base (amplificazioni di natura litologica).

I risultati dell'indagine MASW sono riportati per esteso nel pertinente allegato.

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La classificazione sismica del territorio nazionale e le normative tecniche per le costruzioni in zona sismica sono regolate dalle norme contenute nella O.P.C.M. n. 3274/2003 del 23.03.2003, pubblicata sulla G.U. n. 105 dell'8 Maggio 2003.

In tale quadro il comune di Cento ricade in zona sismica 3:

Zona sismica	Fenomeni riscontrati	Accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni
1	Zona con pericolosità sismica alta . Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti.	$a_g \geq 0,25g$
2	Zona con pericolosità sismica media , dove possono verificarsi terremoti abbastanza forti.	$0,15 \leq a_g < 0,25g$
3	Zona con pericolosità sismica bassa , che può essere soggetta a scuotimenti modesti.	$0,05 \leq a_g < 0,15g$
4	Zona con pericolosità sismica molto bassa . E' la zona meno pericolosa, dove le possibilità di danni sismici sono basse.	$a_g < 0,05g$

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente".

L'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche è la pericolosità sismica di base" del sito. La sismicità di base del sito è definibile in funzione del valore assunto dall'accelerazione massima attesa a_g su suolo rigido con superficie topografica orizzontale per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni. Ai fini delle Nuove Norme Tecniche (NTC) le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base " del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

Sulla base dei dati direttamente acquisiti in campagna tramite la prova MASW ($V_{s30} = 179$ m/s), il sito in esame ricade nella categoria di sottosuolo D secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2008.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

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

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{reg}}{mg} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{reg}}{mg} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{reg}}{mg} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{reg}}{mg} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

La V_n (Vita nominale) attesa dell'edificio: $V_n = 50$ anni (informazione standard di Legge in assenza altre indicazioni). I dati sono stati processati con il software Geostru dedicato per la determinazione dei parametri sismici corretti. Vengono di seguito riportati i valori calcolati.

Cerca Posizione		Determinazione dei parametri sismici	
Via	<input type="text" value="Iolanda"/> n° <input type="text" value="36"/>	(1)* Coordinate WGS84	
Comune	<input type="text" value="Cento"/> Cap. <input type="text"/>	Lat. <input type="text" value="44,7269967"/> ° Long. <input type="text" value="11,2848172"/> °	
Provincia	<input type="text" value="Ferrara"/> <input type="button" value="Cerca"/>	(1)* Coordinate ED50	
Coordinate WGS84		Lat. <input type="text" value="44,727931"/> ° Long. <input type="text" value="11,285815"/> °	
Latitudine	<input type="text"/> °	Classe dell'edificio	
Longitudine	<input type="text"/> ° <input type="button" value="Cerca"/>	II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubblici <input type="button" value="v"/> Cu = <input type="text" value="1"/>	
		Vita nominale	<input type="text" value="50"/> <input type="button" value="v"/>
		(Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)	
		Interpolazione	<input type="text" value="Media ponderata"/> <input type="button" value="v"/>
			<input type="button" value="Calcola"/>

Map data ©2012 Google. Termini e condizioni d'uso

44.726997, 11.284817

Visualizza vertici della maglia di appartenenza

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0,044	2,509	0,256
Danno (SLD)	50	0,056	2,483	0,269
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,157	2,591	0,273
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,209	2,536	0,279
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Calcolo dei coefficienti sismici

Muri di sostegno Paratie
 Stabilità dei pendii e fondazioni
 Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss* Amplificazione stratigrafica	<input style="width: 50px;" type="text" value="1,80"/>	<input style="width: 50px;" type="text" value="1,80"/>	<input style="width: 50px;" type="text" value="1,79"/>	<input style="width: 50px;" type="text" value="1,60"/>
Cc* Coeff. funz categoria	<input style="width: 50px;" type="text" value="2,47"/>	<input style="width: 50px;" type="text" value="2,41"/>	<input style="width: 50px;" type="text" value="2,39"/>	<input style="width: 50px;" type="text" value="2,37"/>
St* Amplificazione topografica	<input style="width: 50px;" type="text" value="1,00"/>	<input style="width: 50px;" type="text" value="1,00"/>	<input style="width: 50px;" type="text" value="1,00"/>	<input style="width: 50px;" type="text" value="1,00"/>
Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s ²]	<input style="width: 100px;" type="text" value="0.6"/>			

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,016	0,020	0,067	0,094
kv	0,008	0,010	0,034	0,047
Amax [m/s ²]	0,770	0,987	2,753	3,285
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

6. MODELLO GEOTECNICO

I dati acquisiti sono stati elaborati con l'ausilio del software GEOSTRU - STATIC PROBING, al fine di caratterizzare e parametrizzare gli aspetti geotecnici del sottosuolo investigato.

Si rinvia alle tabelle riportate in appendice di calcolo per la ricostruzione di dettaglio del modello geotecnico del sottosuolo stesso.

Per *modello geotecnico* si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisicomeccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico (da NTC – D.M. 14/01/2008).

Sulla base dei dati ottenuti dalle prove geognostiche, il terreno investigato può essere schematicamente suddiviso (NB: riferimento piano campagna), dal punto di vista geotecnico, in cinque livelli stratigrafici aventi peculiari caratteristiche geotecniche.

Secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche, tali parametri meccanici sono stati trattati in maniera statistica, adottando valori a cui sia associata una probabilità di superamento non superiore a 5% (2.3 – NTC2008), ottenendo parametri definiti "caratteristici".

Sulla base di usuali correlazioni, utilizzate nella bibliografia geotecnica, ai terreni in situ, assumendo come riferimento la prova P1 ritenuta più penalizzante, possono essere assegnati i sotto riportati *parametri geotecnici medi* definiti per ciascuna unità e calcolati mediante le più note e diffuse correlazioni¹.

¹ Sulla base del modello descritto al paragrafo precedente, è stata eseguita l'elaborazione dei risultati delle prove penetrometriche utilizzando un programma di calcolo Dynamic della GEOSTRU, i cui risultati sono riportati in appendice di calcolo

Parametri geotecnici delle unità isoressistenti

Strato	Prof. Strato (m)	qc	fs	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Peso unità di volume (t/m ³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico non drenato (Kg/cm ²)
STRATO 1	1,00	18.7	1.1	2.0	2.0		0.9		697.7
STRATO 2	3,80	8.9	0.3	1.9	1.8	28.7	0.4	22.3	317.2
STRATO 3	8,20	5.9	0.3	1.8	1.7		0.3		181.2
STRATO 4	13,80	24.7	1.5	2.1	2.0		1.2		851.2
STRATO 5	14,60	9.8	0.5	1.9	1.8		0.5		268.7

7. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Il fenomeno della liquefazione comporta una diminuzione della resistenza di taglio e/o di rigidità causata dall'aumento della pressione interstiziale in un terreno saturo, non coesivo, durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno; tale situazione si manifesta prevalentemente in presenza di sabbie sciolte sature.

La natura prevalente di depositi argilloso ed argilloso-limosi, con presenza di un continuo idrico sotterraneo (è stata infatti riscontrata la presenza di acque sotterranee alla profondità di 1.5 m dal p.c.) suggerirebbe di escludere a priori ogni criticità (capitolo 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione").

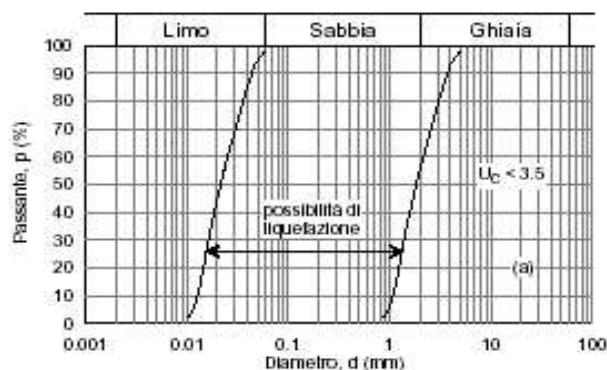
Pertanto in base a quanto riportato nelle NTC, in prima analisi, i materiali interessati dagli appoggi fondazionali non rientrerebbero in quelli soggetti a liquefazione, come di seguito riportato.

7.11.3.4.2

Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



Tuttavia, stante la criticità del caso in analisi (lesioni già riscontrate sulla struttura, falda idrica limitrofa al piano fondazionale, sismicità attesa ecc.), e per una miglior garanzia di tutela dell'utente finale, si è ritenuto necessario effettuare una verifica di calcolo diretta.

Parametro fondamentale assunto è la granulometria derivata dai campioni prelevati e sottoposti ad analisi da parte del Laboratorio SSS di Pieve Emanuele (MI- vedi certificati allegati).

Analisi granulometrica <i>(Rapporto N.)</i>	Ghiaia <i>(> 2,0 mm)</i>	Sabbia <i>(2,0+0,06 mm)</i>	Limo <i>(0,06+0,002 mm)</i>	Argilla <i>(< 0,002 mm)</i>	Classificazione granulometrica <i>(secondo AGI)</i>
15307	0%	48,1%	49,3%	2,6%	Limo e sabbia
15308	0%	61,1%	36,9%	2,0%	Sabbia con limo
15309	2,7%	49,4%	44,1%	3,8%	Sabbia con limo
15310	0%	61,2%	34,9%	3,9%	Sabbia con limo

Si è scelto di effettuare la verifica ad una profondità di ca. 3 m, quindi maggiore a quella di fondazione, ma intergente con il bulbo fondazionale stesso.

Per la verifica si sono assunti i valori relativi al campione 15310 avente maggiore percentuale di argilla.

Tenuto conto che il terremoto verificatosi nella provincia di Ferrara in data maggio 2012 ha avuto magnitudo maggiore di 5 (fonte dati: Protezione Civile) ed ha registrato un'accelerazione di 0.3 g, pari al doppio rispetto a quello di 0.15 g assunto come riferimento dalla normativa per la salvaguardia vita (SLV), la verifica è stata effettuata utilizzando tale valore.

In ottemperanza alle NTC è stata quindi effettuata una verifica con il programma "Geostru 2012" Metodo di Seed & Idriss.

Immissione Dati	
Profondità di calcolo (m)	<input type="text" value="3,0"/>
Profondità della falda dal p. c. (m)	<input type="text" value="1,5"/>
Peso di volume del terreno (t/mc)	<input type="text" value="1,9"/>
Numero di colpi SPT o SCPT	<input type="text" value="5"/>
Frazione argillosa (%)	<input type="text" value="3,9"/>
Accelerazione sismica massima (g)	<input type="text" value="0,3"/>

Risultati	
Pressione totale del terreno (kg/cmq)	0,57
Pressione efficace del terreno (kg/cmq)	0,42
Fattore correttivo per la frazione argillosa (%)	0,00
Numero di colpi standard corretto Na	7,5893
Resistenza alla liquefazione (R)	0,1147
Sforzo di taglio normalizzato (T)	0,2527
Coefficiente di sicurezza ($F_s = R / T$)	0,4539

Il deposito è liquefacibile

8. VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO

Il D.M. 14.01.2008 , prevede che nelle verifiche di sicurezza delle fondazioni superficiali, debbano essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine, riferiti a meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Con:

Ed = valore da progetto dell'effetto delle azioni

Rd = resistenza di progetto del sistema geotecnico, funzione dei parametri di progetto, della geometria di progetto e di un coefficiente che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Il calcolo della resistenza di progetto del terreno (Rd) è stata eseguita per fondazioni continue impostate alla profondità di 1.5 m da p.c..

Per la verifica dello stato limite ultimo è stato adottato l'**Approccio 2** tra quelle previste dal D.M. 14/01/08, in quanto più restrittiva rispetto alla combinazione 1, applicando ai parametri geotecnici caratteristici i coefficienti parziali indicati dalla normativa.

A1 + M1 + R3

Con R3 = 2.3 (coefficiente parziale di sicurezza applicato)

Tabella dei coefficienti parziali adottati e dei parametri applicati

	γ	ϕ	Cu	Eu	v	Coeff.parziale di sicurezza
	t/mc	gradi	kg/cmq	kg/cmq		
A1+M1+R3	1,00	1,00	1,00			2,30

Per la determinazione della pressione limite si è tenuto conto dei vari autori come riportato nell'annessa appendice di calcolo.

Fondazione a trave continua

In particolare si riportano di seguito i risultati ottenuti applicando la formula di *Terzaghi* (1955) , per terreni coesivi.

Il calcolo è stato fatto per fondazione a trave continua , di larghezza B = 1.2 m, impostata alla profondità di 1.2 metri circa, con rinterro D = 1.2 m².

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

(Formula generale di Terzaghi)

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Essendo:

sy, sc, sy	fattori di forma della fondazione
D	rinterro fondazione
Y (t/m ³)	peso di volume del terreno in situ
φk ³ (gradi)	angolo di attrito interno del terreno
c (t/m ²)	coesione terreno
B (m)	larghezza fondazione
N _c - N _q - N _γ	coefficienti adimensionali di portanza, connessi all'angolo di attrito interno φ del terreno

Per *terreni coesivi* la precedente formula diventa :

$$q_{ult} = c \times N_c + \gamma \times D$$

Di seguito è riportato il tabulato riassuntivo del carico limite (Qult) determinato per fondazione continua di larghezza 1.2 m.

² Dati fondazionali forniti dal Committente. .

³ Secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche, i parametri geotecnici devono essere trattati in maniera statistica, adottando valori a cui sia associata una probabilità di superamento non superiore a 5% (2.3 – NTC2008), ottenendo parametri definiti “caratteristici” . Nel nostro caso tale definizione è stata già adottata in fase di caratterizzazione geotecnica dei terreni.

Geometria fondazione		Profondità di incasso fondazione	Carico limite (Q_{ult})	Resistenza di progetto [Rd]
Larghezza	Lunghezza			
[m]	[m]	[m]	[kN/m ²] ⁴	[kN/m ²]
1.2	7.0	1.2	245,9	106,9

Il carico massimo ammesso, tenuto conto del terreno presente a quota imposta fondazioni, è di 1.0 Kg/cm².

Noto il valore da progetto dell'effetto delle azioni (Ed) deve essere rispettata a condizione :

$$Ed \leq Rd$$

I risultati ottenuti mettono in evidenza un valore di resistenza di progetto del sistema geotecnico (Rd) un po' basso, dovuto alle scadenti caratteristiche geomeccaniche a portanza dell'Unità litotecniche presenti a sotto fondazione.

⁴ 1 kPa = 0,0102 kg/cm² 1 kg/cm² = 98,07 kPa.

9. VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La valutazione dei cedimenti prevedibili dei terreni di fondazione è stata eseguita

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni BxL posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_j = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H, coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B, utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

Il cedimento assoluto a sottofondazione , ottenuto mediante la formula sopra riportata, per una fondazione a trave continua di larghezza pari a 1.2 m, lunghezza di 7.0 m ed un carico di esercizio pari 107 KN/m^2 , è di 4 mm circa al centro della fondazione.

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	107,0 kN/m^2
Spessore dello strato	8,0 m
Profondità substrato roccioso	20,0 m
Modulo Elastico	31106,0 kN/m^2
Coefficiente di Poisson	0,3
Coefficiente di influenza I1	0,84
Coefficiente di influenza I2	0,06
Coefficiente di influenza Is	0,88
Cedimento al centro della fondazione	3,98 mm
Coefficiente di influenza I1	0,64
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,7
Cedimento al bordo	1,6 mm

I cedimenti sono pertanto inferiori al 2.5 cm, per valori di *pressione normale di progetto coincidenti con i valori della resistenza di progetto R_d (107 KN/m^2)* precedentemente determinati, e pertanto compatibili con la tipologia dell'edificio in progetto; i cedimenti restano contenuti (<1 cm circa anche per valori di pressione di progetto pari a 230 KN/m^2) .

Pertanto le lesioni che si osservano sull'edificio sono probabilmente imputabili a problemi propri della struttura.

10. CONCLUSIONI

Nello svolgimento dell'incarico si sono accertate le condizioni geotecniche del sito indagato. L'indagine svolta, avendo definito un modello geotecnico del sottosuolo, vuole costituire un ausilio nella scelta della definizione progettuale per gli interventi di consolidamento dei terreni sottostanti alle fondazioni dell'edificio.

In considerazione delle caratteristiche geolitologiche e geotecniche del terreno dedotte dalla campagna di indagini eseguita e dall'analisi del calcolo dello SLU effettuato nei precedenti paragrafi, si fanno le seguenti conclusioni.

- I depositi presenti a quota imposta fondazioni, sono costituiti da terreni argillosi/argilloso-limosi e sabbiosi limosi di origine alluvionale.
- Per quanto riguarda l'assetto idrogeologico, durante l'esecuzione delle prove penetrometriche (dato confermato dal piezometro posto in opera) è stata rilevata la presenza di acque sotterranee alla profondità di 1,5 m da p.c.
- Sulla base degli esiti delle prove penetrometriche statiche, è stato costruito un modello geotecnico, individuando a partire da piano campagna cinque Unità litotecniche rappresentate come da precedente sezione.
- I risultati delle indagini MASW, hanno confermato tale modello geotecnico, individuando inoltre una buona uniformità latero-verticale dei depositi presenti in situ ed hanno attribuito all'area in esame un valore di $V_{s30} = 179$ m/s, associabile a terreni in situ categoria D.
- La verifica della liquefacibilità dei terreni, resa possibile grazie al prelievo di campioni in sito e alle relative analisi granulometriche, ha permesso di determinare la possibile ipotetica liquefacibilità del terreno, in occasione di un significativo evento sismico, ad una quota sottostante ma limitrofa e comunque interagente con il piano fondazionale; di tale situazione si dovrà tener conto accuratamente durante la fase di progettazione dei ripristini strutturali.
- Il fatto che non si siano effettivamente riscontrati indizi di liquefazione avvenuta, probabilmente per condizioni locali non note, non esclude la potenzialità dell'evento in occasione di episodi analoghi.
- Tenuto conto delle mediocri caratteristiche geomeccaniche a portanza dell'Unità litotecnica B, entro cui poggiano le fondazioni, si attribuisce ad R_d un valore di 107 KN/m² per fondazione a trave continua di larghezza $B=1.2$ m.
- La verifica dei cedimenti (SLE) effettuata per fondazioni a trave continua di larghezza 1.2 m, applicando un ipotetico carico di esercizio pari a 107 KN/m², ha inoltre determinato cedimenti immediati pari a ca. 4 mm, che potrebbero essere compatibili con la tipologia dell'edificio (limite assunto pari a 2.5 cm).

- Considerato infine il sisma che ha interessato recentemente l'area in esame, si ritiene che sussistano ad oggi condizioni di equilibrio limite.

Sulla base dell'indagine effettuata e dei risultati analitici interpretativi, nel rispetto dei dati di caratterizzazione sopra riportati, da un punto di vista strettamente geologico, geomorfologico geotecnico ed idrogeologico, si ritiene che il terreno a quota imposta fondazioni, soprattutto per quanto riguarda la potenziale liquefacibilità dello stesso, sia in una condizione limite con i carichi di esercizio applicati dall'edificio esistente.

La scelta di una tipologia di intervento di consolidamento (ad es. mediante sottomurazione o palificazione o secondo le nuove metodologie miste pali-resine -sistema di multiresine) idonea alla tipologia di depositi presenti sotto fondazione (depositi incoerenti costituiti da prevalenti limi, argille e lenti sabbiose) per ottenere un miglioramento delle caratteristiche a portanza, va attentamente valutato in termini di costi e benefici, anche attraverso l'interessamento e il confronto tecnico con imprese specializzate del settore..

Pertanto visto lo stato in cui verte l'edificio, si consiglia a breve termine un consulto con un ingegnere strutturista per verificare le reali condizioni di stabilità dell'edificio stesso e per scegliere l'intervento di consolidamento più idoneo alla situazione riscontrata che porterebbe ad un indispensabile miglioramento delle caratteristiche a portanza.

Azzate, 27 Dicembre 2012

Dott. Alberto Velicogna



ALLEGATI

- Parametri geotecnici terreno
- Caratteristiche penetrometro
- Resistenze all'avanzamento riscontrate
- Elaborazione statistica
- Risultati prova sismica MASW
- Risultati prospezione sismica passiva HVSR
- Risultati analisi granulometriche

Determinazione parametri geotecnici (con il programma Load-cap della Geostru).

PROVA ...P1

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)

Profondità prova: 14,60 mt

Località: VIALE IOLANDA 36

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	11,00	20,0	11,1	1,3	8,5	11,7
0,40	10,00	30,0	10,1	0,7	14,4	6,9
0,60	30,00	41,0	30,1	1,3	23,2	4,3
0,80	17,00	36,0	17,1	1,1	15,5	6,4
1,00	25,00	41,0	25,1	1,3	19,3	5,2
1,20	7,00	26,0	7,3	0,5	14,6	6,8
1,40	5,00	12,0	5,3	0,3	17,7	5,7
1,60	4,00	9,0	4,3	0,3	14,3	7,0
1,80	9,00	13,0	9,3	0,3	31,0	3,2
2,00	6,00	11,0	6,3	0,3	21,0	4,8
2,20	10,00	15,0	10,4	0,2	52,0	1,9
2,40	7,00	10,0	7,4	0,3	24,7	4,1
2,60	5,00	10,0	5,4	0,4	13,5	7,4
2,80	12,00	18,0	12,4	0,6	20,7	4,8
3,00	8,00	17,0	8,4	0,2	42,0	2,4
3,20	14,00	17,0	14,6	0,2	73,0	1,4
3,40	14,00	17,0	14,6	0,3	48,7	2,1
3,60	11,00	16,0	11,6	0,3	38,7	2,6
3,80	7,00	12,0	7,6	0,3	25,3	3,9
4,00	3,00	8,0	3,6	0,5	7,2	13,9
4,20	3,00	10,0	3,7	0,1	37,0	2,7
4,40	3,00	5,0	3,7	0,3	12,3	8,1
4,60	2,00	6,0	2,7	0,1	27,0	3,7
4,80	5,00	7,0	5,7	0,2	28,5	3,5
5,00	6,00	9,0	6,7	0,2	33,5	3,0
5,20	6,00	9,0	6,8	0,3	22,7	4,4
5,40	3,00	8,0	3,8	0,3	12,7	7,9
5,60	4,00	9,0	4,8	0,3	16,0	6,3
5,80	4,00	8,0	4,8	0,3	16,0	6,3
6,00	5,00	10,0	5,8	0,3	19,3	5,2
6,20	7,00	11,0	8,0	0,3	26,7	3,8
6,40	6,00	10,0	7,0	0,2	35,0	2,9
6,60	7,00	10,0	8,0	0,3	26,7	3,8
6,80	5,00	10,0	6,0	0,3	20,0	5,0
7,00	5,00	9,0	6,0	0,4	15,0	6,7
7,20	4,00	10,0	5,1	0,3	17,0	5,9
7,40	6,00	11,0	7,1	0,3	23,7	4,2
7,60	6,00	11,0	7,1	0,4	17,8	5,6
7,80	6,00	12,0	7,1	0,5	14,2	7,0
8,00	6,00	13,0	7,1	0,5	14,2	7,0
8,20	9,00	16,0	10,2	0,7	14,6	6,9
8,40	13,00	24,0	14,2	0,8	17,8	5,6
8,60	17,00	29,0	18,2	1,0	18,2	5,5
8,80	18,00	33,0	19,2	1,2	16,0	6,3
9,00	17,00	35,0	18,2	0,5	36,4	2,7
9,20	12,00	20,0	13,4	1,3	10,3	9,7
9,40	22,00	41,0	23,4	1,4	16,7	6,0
9,60	21,00	42,0	22,4	1,5	14,9	6,7
9,80	22,00	45,0	23,4	1,5	15,6	6,4
10,00	25,00	47,0	26,4	1,6	16,5	6,1
10,20	26,00	50,0	27,5	1,7	16,2	6,2
10,40	27,00	53,0	28,5	1,7	16,8	6,0
10,60	30,00	56,0	31,5	1,9	16,6	6,0

10,80	27,00	55,0	28,5	1,9	15,0	6,7
11,00	25,00	53,0	26,5	1,7	15,6	6,4
11,20	28,00	54,0	29,7	1,7	17,5	5,7
11,40	28,00	54,0	29,7	1,7	17,5	5,7
11,60	25,00	51,0	26,7	1,5	17,8	5,6
11,80	30,00	53,0	31,7	1,8	17,6	5,7
12,00	30,00	57,0	31,7	1,9	16,7	6,0
12,20	34,00	63,0	35,8	2,0	17,9	5,6
12,40	33,00	63,0	34,8	2,1	16,6	6,0
12,60	32,00	63,0	33,8	1,8	18,8	5,3
12,80	25,00	52,0	26,8	1,7	15,8	6,3
13,00	21,00	47,0	22,8	1,4	16,3	6,1
13,20	20,00	41,0	21,9	1,4	15,6	6,4
13,40	15,00	36,0	16,9	1,1	15,4	6,5
13,60	12,00	28,0	13,9	0,9	15,4	6,5
13,80	13,00	27,0	14,9	0,8	18,6	5,4
14,00	9,00	21,0	10,9	0,7	15,6	6,4
14,20	10,00	21,0	12,1	0,5	24,2	4,1
14,40	3,00	11,0	5,1	0,7	7,3	13,7
14,60	9,00	20,0	11,1	0,0		0,0

Prof. Strato (m)	qc Distribuzione normale R.N.C. (Kg/cm ²)	fs Distribuzione normale R.N.C. (Kg/cm ²)	Gamma (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
1,00	18,7	1,1	1,9	Coesivo	Argille sensitive
3,80	8,9	0,3	1,8	Incoerente-Coesivo	Materiali sensitivi coesivi ed incoerenti
8,20	5,9	0,3	1,7	Coesivo	Argille sensitive
13,80	24,7	1,5	2,0	Coesivo	Argille sensitive
14,60	9,8	0,5	1,8	Coesivo	Argille sensitive

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

TERRENI COESIVI I

Coesione non drenata

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato 1	1,00	18,7	1,1	0,1	0,1	Terzaghi	0,9
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Terzaghi	0,4
Strato 3	8,20	5,9	0,3	1,1	1,1	Terzaghi	0,3
Strato 4	13,80	24,7	1,5	2,0	2,0	Terzaghi	1,2
Strato 5	14,60	9,8	0,5	2,6	2,6	Terzaghi	0,5

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato 1	1,00	18,7	1,1	0,1	0,1	Metodo generale del modulo Edometrico	44,7
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Metodo generale del modulo Edometrico	41,0
Strato 3	8,20	5,9	0,3	1,1	1,1	Metodo generale del	31,1

						modulo Edometrico	
Strato 4	13,80	24,7	1,5	2,0	2,0	Metodo generale del modulo Edometrico	49,4
Strato 5	14,60	9,8	0,5	2,6	2,6	Metodo generale del modulo Edometrico	43,1

Modulo di deformazione non drenato Eu

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Eu (Kg/cm ²)
Strato 1	1,00	18,7	1,1	0,1	0,1	Cancelli 1980	697,7
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Cancelli 1980	317,2
Strato 3	8,20	5,9	0,3	1,1	1,1	Cancelli 1980	181,2
Strato 4	13,80	24,7	1,5	2,0	2,0	Cancelli 1980	851,2
Strato 5	14,60	9,8	0,5	2,6	2,6	Cancelli 1980	268,7

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)
Strato 1	1,00	18,7	1,1	0,1	0,1	Imai & Tomauchi	167,6
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Imai & Tomauchi	106,5
Strato 3	8,20	5,9	0,3	1,1	1,1	Imai & Tomauchi	82,8
Strato 4	13,80	24,7	1,5	2,0	2,0	Imai & Tomauchi	198,7
Strato 5	14,60	9,8	0,5	2,6	2,6	Imai & Tomauchi	112,9

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Ocr
Strato 1	1,00	18,7	1,1	0,1	0,1	Piacentini Righi 1978	>9
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Piacentini Righi 1978	4,86
Strato 3	8,20	5,9	0,3	1,1	1,1	Piacentini Righi 1978	1,94
Strato 4	13,80	24,7	1,5	2,0	2,0	Piacentini Righi 1978	5,17
Strato 5	14,60	9,8	0,5	2,6	2,6	Piacentini Righi 1978	1,26

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	1,00	18,7	1,1	0,1	0,1	Meyerhof	2,0
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Meyerhof	1,8
Strato 3	8,20	5,9	0,3	1,1	1,1	Meyerhof	1,7
Strato 4	13,80	24,7	1,5	2,0	2,0	Meyerhof	2,0
Strato 5	14,60	9,8	0,5	2,6	2,6	Meyerhof	1,8

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	C	Crm
Strato 1	1,00	18,7	1,1	0,1	0,1	0,13812	0,01796
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	0,21644	0,02814
Strato 3	8,20	5,9	0,3	1,1	1,1	0,29242	0,03802
Strato 4	13,80	24,7	1,5	2,0	2,0	0,12085	0,01571
Strato 5	14,60	9,8	0,5	2,6	2,6	0,20271	0,02635

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	1,00	18,7	1,1	0,1	0,1	Meyerhof	2,0
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Meyerhof	1,9
Strato 3	8,20	5,9	0,3	1,1	1,1	Meyerhof	1,8
Strato 4	13,80	24,7	1,5	2,0	2,0	Meyerhof	2,1
Strato 5	14,60	9,8	0,5	2,6	2,6	Meyerhof	1,9

Velocità onde di taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Vs (m/s)
Strato 1	1,00	18,7	1,1	0,1	0,1	Jamiolkowski et al 1985	238,29
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Jamiolkowski et al 1985	205,56
Strato 3	8,20	5,9	0,3	1,1	1,1	Jamiolkowski et al 1985	189,41
Strato 4	13,80	24,7	1,5	2,0	2,0	Jamiolkowski et al 1985	251,86
Strato 5	14,60	9,8	0,5	2,6	2,6	Jamiolkowski et al 1985	209,54

TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4		<5

Angolo di resistenza al taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Schmertmann	28,7

Modulo di Young

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Schmertmann	22,3

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Robertson & Campanella da Schmertmann	9,4

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Imai & Tomauchi	106,5

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Ocr
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Larsson 1991 S.G.I.	<0.5

Modulo di reazione Ko

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Ko
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Kulhawy & Mayne (1990)	0,00

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	C	Crn
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	0,21644	0,02814

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Meyerhof	1,8

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Meyerhof	2,1

Liquefazione - Accelerazione sismica massima (g)=0,15

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Fattore di sicurezza a liquefazione

Velocità onde di taglio.

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Vs (m/s)
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Jamiolkowski et al 1985	233,42

Permeabilità

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	K (cm/s)
Strato 1	1,00	18,7	1,1	0,1	0,1	Piacentini-Righi 1988	1,00E-11
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Piacentini-Righi 1988	2,18E-06
Strato 3	8,20	5,9	0,3	1,1	1,1	Piacentini-Righi 1988	2,14E-09
Strato 4	13,80	24,7	1,5	2,0	2,0	Piacentini-Righi 1988	1,00E-11
Strato 5	14,60	9,8	0,5	2,6	2,6	Piacentini-Righi 1988	1,29E-09

Coefficiente di consolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Coefficiente di consolidazione (cm ² /s)
Strato 1	1,00	18,7	1,1	0,1	0,1	Piacentini-Righi 1988	5,61E-07
Strato 2	3,80	8,9	0,3	0,4	0,4	Piacentini-Righi 1988	0,0581543
Strato 3	8,20	5,9	0,3	1,1	1,1	Piacentini-Righi 1988	3,787037E-05
Strato 4	13,80	24,7	1,5	2,0	2,0	Piacentini-Righi 1988	7,410001E-07
Strato 5	14,60	9,8	0,5	2,6	2,6	Piacentini-	3,798386E-05

						Righi 1988
--	--	--	--	--	--	------------

PROVA ...P2

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)

Profondità prova: 14,60 mt

Località: VIALE IOLANDA 36

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	11,00	20,0	11,1	0,8	13,9	7,2
0,40	12,00	24,0	12,1	0,8	15,1	6,6
0,60	12,00	24,0	12,1	1,1	11,0	9,1
0,80	17,00	33,0	17,1	1,9	9,0	11,1
1,00	20,00	49,0	20,1	1,2	16,8	6,0
1,20	17,00	35,0	17,3	1,9	9,1	11,0
1,40	15,00	43,0	15,3	1,6	9,6	10,5
1,60	6,00	30,0	6,3	0,7	9,0	11,1
1,80	3,00	13,0	3,3	1,2	2,8	36,4
2,00	13,00	31,0	13,3	1,8	7,4	13,5
2,20	11,00	38,0	11,4	1,1	10,4	9,6
2,40	7,00	23,0	7,4	0,9	8,2	12,2
2,60	7,00	21,0	7,4	0,8	9,3	10,8
2,80	5,00	17,0	5,4	1,1	4,9	20,4
3,00	8,00	24,0	8,4	0,7	12,0	8,3
3,20	11,00	21,0	11,6	0,3	38,7	2,6
3,40	16,00	21,0	16,6	0,7	23,7	4,2
3,60	22,00	32,0	22,6	0,1	226,0	0,4
3,80	9,00	11,0	9,6	0,4	24,0	4,2
4,00	2,00	8,0	2,6	0,2	13,0	7,7
4,20	3,00	6,0	3,7	0,3	12,3	8,1
4,40	2,00	6,0	2,7	0,2	13,5	7,4
4,60	3,00	6,0	3,7	0,2	18,5	5,4
4,80	4,00	7,0	4,7	0,3	15,7	6,4
5,00	6,00	11,0	6,7	0,3	22,3	4,5
5,20	6,00	11,0	6,8	0,3	22,7	4,4
5,40	5,00	10,0	5,8	0,3	19,3	5,2
5,60	4,00	9,0	4,8	0,3	16,0	6,3
5,80	5,00	9,0	5,8	0,4	14,5	6,9
6,00	6,00	12,0	6,8	0,4	17,0	5,9
6,20	7,00	13,0	8,0	0,3	26,7	3,8
6,40	2,00	6,0	3,0	0,5	6,0	16,7
6,60	4,00	11,0	5,0	0,4	12,5	8,0
6,80	6,00	12,0	7,0	0,5	14,0	7,1
7,00	7,00	14,0	8,0	0,5	16,0	6,3
7,20	8,00	15,0	9,1	0,5	18,2	5,5
7,40	6,00	13,0	7,1	0,5	14,2	7,0
7,60	6,00	13,0	7,1	0,5	14,2	7,0
7,80	6,00	13,0	7,1	0,4	17,8	5,6
8,00	8,00	14,0	9,1	0,6	15,2	6,6
8,20	9,00	18,0	10,2	0,7	14,6	6,9
8,40	13,00	23,0	14,2	0,8	17,8	5,6
8,60	15,00	27,0	16,2	1,1	14,7	6,8
8,80	15,00	32,0	16,2	1,1	14,7	6,8
9,00	17,00	34,0	18,2	1,3	14,0	7,1
9,20	19,00	39,0	20,4	1,3	15,7	6,4
9,40	22,00	41,0	23,4	1,5	15,6	6,4
9,60	21,00	43,0	22,4	1,5	14,9	6,7

9,80	25,00	48,0	26,4	1,5	17,6	5,7
10,00	28,00	51,0	29,4	1,7	17,3	5,8
10,20	31,00	57,0	32,5	2,0	16,3	6,2
10,40	29,00	59,0	30,5	1,9	16,1	6,2
10,60	26,00	55,0	27,5	1,9	14,5	6,9
10,80	26,00	55,0	27,5	1,9	14,5	6,9
11,00	30,00	59,0	31,5	1,8	17,5	5,7
11,20	32,00	59,0	33,7	2,1	16,0	6,2
11,40	32,00	63,0	33,7	1,9	17,7	5,6
11,60	31,00	60,0	32,7	1,9	17,2	5,8
11,80	32,00	60,0	33,7	2,1	16,0	6,2
12,00	30,00	61,0	31,7	1,9	16,7	6,0
12,20	30,00	58,0	31,8	1,9	16,7	6,0
12,40	27,00	56,0	28,8	1,8	16,0	6,3
12,60	22,00	49,0	23,8	1,5	15,9	6,3
12,80	20,00	42,0	21,8	1,4	15,6	6,4
13,00	18,00	39,0	19,8	0,8	24,8	4,0
13,20	12,00	24,0	13,9	0,9	15,4	6,5
13,40	10,00	24,0	11,9	0,9	13,2	7,6
13,60	7,00	21,0	8,9	0,7	12,7	7,9
13,80	13,00	23,0	14,9	0,5	29,8	3,4
14,00	4,00	11,0	5,9	0,8	7,4	13,6
14,20	10,00	22,0	12,1	0,5	24,2	4,1
14,40	19,00	27,0	21,1	1,1	19,2	5,2
14,60	11,00	28,0	13,1	0,0		0,0

Prof. Strato (m)	qc Distribuzione normale R.N.C. (Kg/cm ²)	fs Distribuzione normale R.N.C. (Kg/cm ²)	Gamma (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
1,40	15,0	1,3	1,9	Coesivo	Argille sensitive
3,80	10,3	0,8	1,8	Coesivo	Argille sensitive
8,20	6,1	0,4	1,7	Coesivo	Torba e Argille organiche
13,00	26,2	1,6	2,0	Coesivo	Argille sensitive
14,60	12,7	0,7	1,8	Coesivo	Argille sensitive

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato 1	1,40	15,0	1,3	0,1	0,1	Terzaghi	0,8
Strato 2	3,80	10,3	0,8	0,5	0,5	Terzaghi	0,5
Strato 3	8,20	6,1	0,4	1,1	1,1	Terzaghi	0,3
Strato 4	13,00	26,2	1,6	1,9	1,9	Terzaghi	1,3
Strato 5	14,60	12,7	0,7	2,6	2,6	Terzaghi	0,6

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato 1	1,40	15,0	1,3	0,1	0,1	Metodo generale del	48,4

							modulo Edometrico	
Strato 2	3,80	10,3	0,8	0,5	0,5	0,5	Metodo generale del modulo Edometrico	44,2
Strato 3	8,20	6,1	0,4	1,1	1,1	1,1	Metodo generale del modulo Edometrico	31,9
Strato 4	13,00	26,2	1,6	1,9	1,9	1,9	Metodo generale del modulo Edometrico	52,4
Strato 5	14,60	12,7	0,7	2,6	2,6	2,6	Metodo generale del modulo Edometrico	47,6

Modulo di deformazione non drenato Eu

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Eu (Kg/cm ²)
Strato 1	1,40	15,0	1,3	0,1	0,1	Cancelli 1980	557,5
Strato 2	3,80	10,3	0,8	0,5	0,5	Cancelli 1980	368,2
Strato 3	8,20	6,1	0,4	1,1	1,1	Cancelli 1980	188,5
Strato 4	13,00	26,2	1,6	1,9	1,9	Cancelli 1980	910,3
Strato 5	14,60	12,7	0,7	2,6	2,6	Cancelli 1980	380,6

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)
Strato 1	1,40	15,0	1,3	0,1	0,1	Imai & Tomauchi	146,5
Strato 2	3,80	10,3	0,8	0,5	0,5	Imai & Tomauchi	116,4
Strato 3	8,20	6,1	0,4	1,1	1,1	Imai & Tomauchi	84,5
Strato 4	13,00	26,2	1,6	1,9	1,9	Imai & Tomauchi	205,9
Strato 5	14,60	12,7	0,7	2,6	2,6	Imai & Tomauchi	132,3

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Ocr
Strato 1	1,40	15,0	1,3	0,1	0,1	Piacentini Righi 1978	>9
Strato 2	3,80	10,3	0,8	0,5	0,5	Piacentini Righi 1978	>9
Strato 3	8,20	6,1	0,4	1,1	1,1	Piacentini Righi 1978	2,61
Strato 4	13,00	26,2	1,6	1,9	1,9	Piacentini Righi 1978	5,74

Strato 5	14,60	12,7	0,7	2,6	2,6	Piacentini Righi 1978	1,86
----------	-------	------	-----	-----	-----	--------------------------	------

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	1,40	15,0	1,3	0,1	0,1	Meyerhof	1,9
Strato 2	3,80	10,3	0,8	0,5	0,5	Meyerhof	1,9
Strato 3	8,20	6,1	0,4	1,1	1,1	Meyerhof	1,7
Strato 4	13,00	26,2	1,6	1,9	1,9	Meyerhof	2,0
Strato 5	14,60	12,7	0,7	2,6	2,6	Meyerhof	1,9

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	C	Crm
Strato 1	1,40	15,0	1,3	0,1	0,1	0	0
Strato 2	3,80	10,3	0,8	0,5	0,5	0	0
Strato 3	8,20	6,1	0,4	1,1	1,1	0	0
Strato 4	13,00	26,2	1,6	1,9	1,9	0	0
Strato 5	14,60	12,7	0,7	2,6	2,6	0	0

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	1,40	15,0	1,3	0,1	0,1	Meyerhof	2,0
Strato 2	3,80	10,3	0,8	0,5	0,5	Meyerhof	1,9
Strato 3	8,20	6,1	0,4	1,1	1,1	Meyerhof	1,8
Strato 4	13,00	26,2	1,6	1,9	1,9	Meyerhof	2,1
Strato 5	14,60	12,7	0,7	2,6	2,6	Meyerhof	1,9

Velocità onde di taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Vs (m/s)
Strato 1	1,40	15,0	1,3	0,1	0,1	Jamiolkowski et al 1985	228,06
Strato 2	3,80	10,3	0,8	0,5	0,5	Jamiolkowski et al 1985	211,62
Strato 3	8,20	6,1	0,4	1,1	1,1	Jamiolkowski et al 1985	190,67
Strato 4	13,00	26,2	1,6	1,9	1,9	Jamiolkowski et al 1985	254,83
Strato 5	14,60	12,7	0,7	2,6	2,6	Jamiolkowski et al 1985	220,63

Permeabilità

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	K (cm/s)
Strato 1	1,40	15,0	1,3	0,1	0,1	Piacentini-	1,00E-11

						Righi 1988	
Strato 2	3,80	10,3	0,8	0,5	0,5	Piacentini-Righi 1988	1,00E-11
Strato 3	8,20	6,1	0,4	1,1	1,1	Piacentini-Righi 1988	1,00E-11
Strato 4	13,00	26,2	1,6	1,9	1,9	Piacentini-Righi 1988	1,00E-11
Strato 5	14,60	12,7	0,7	2,6	2,6	Piacentini-Righi 1988	1,28E-10

Coefficiente di consolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Coefficiente di consolidazione (cm ² /s)
Strato 1	1,40	15,0	1,3	0,1	0,1	Piacentini-Righi 1988	4,5E-07
Strato 2	3,80	10,3	0,8	0,5	0,5	Piacentini-Righi 1988	3,09E-07
Strato 3	8,20	6,1	0,4	1,1	1,1	Piacentini-Righi 1988	1,83E-07
Strato 4	13,00	26,2	1,6	1,9	1,9	Piacentini-Righi 1988	7,86E-07
Strato 5	14,60	12,7	0,7	2,6	2,6	Piacentini-Righi 1988	4,87088E-06

PROVA ...P3

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)

Profondità prova: 14,60 mt

Località: VIALE IOLANDA 36

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	15,00	30,0	15,1	1,2	12,6	7,9
0,40	30,00	48,0	30,1	2,1	14,3	7,0
0,60	16,00	47,0	16,1	2,1	7,7	13,0
0,80	16,00	47,0	16,1	1,5	10,7	9,3
1,00	5,00	27,0	5,1	1,3	3,9	25,5
1,20	7,00	27,0	7,3	0,7	10,4	9,6
1,40	6,00	17,0	6,3	0,5	12,6	7,9
1,60	4,00	12,0	4,3	0,5	8,6	11,6
1,80	3,00	11,0	3,3	0,6	5,5	18,2
2,00	2,00	11,0	2,3	0,4	5,8	17,4
2,20	2,00	8,0	2,4	0,5	4,8	20,8
2,40	12,00	20,0	12,4	0,4	31,0	3,2
2,60	6,00	12,0	6,4	0,6	10,7	9,4
2,80	13,00	22,0	13,4	0,5	26,8	3,7
3,00	18,00	25,0	18,4	1,5	12,3	8,2
3,20	27,00	50,0	27,6	0,7	39,4	2,5
3,40	18,00	29,0	18,6	0,7	26,6	3,8
3,60	16,00	26,0	16,6	0,3	55,3	1,8
3,80	8,00	13,0	8,6	0,5	17,2	5,8
4,00	2,00	10,0	2,6	0,3	8,7	11,5
4,20	9,00	14,0	9,7	0,3	32,3	3,1
4,40	2,00	6,0	2,7	0,5	5,4	18,5
4,60	3,00	10,0	3,7	0,3	12,3	8,1
4,80	4,00	8,0	4,7	0,3	15,7	6,4

5,00	4,00	9,0	4,7	0,3	15,7	6,4
5,20	4,00	9,0	4,8	0,3	16,0	6,3
5,40	4,00	8,0	4,8	0,4	12,0	8,3
5,60	4,00	10,0	4,8	0,5	9,6	10,4
5,80	6,00	13,0	6,8	0,5	13,6	7,4
6,00	6,00	13,0	6,8	0,6	11,3	8,8
6,20	6,00	15,0	7,0	0,5	14,0	7,1
6,40	5,00	12,0	6,0	0,5	12,0	8,3
6,60	4,00	12,0	5,0	0,5	10,0	10,0
6,80	4,00	11,0	5,0	0,4	12,5	8,0
7,00	6,00	12,0	7,0	0,5	14,0	7,1
7,20	6,00	14,0	7,1	0,5	14,2	7,0
7,40	5,00	13,0	6,1	0,4	15,3	6,6
7,60	6,00	12,0	7,1	0,5	14,2	7,0
7,80	8,00	16,0	9,1	0,7	13,0	7,7
8,00	8,00	18,0	9,1	0,7	13,0	7,7
8,20	8,00	19,0	9,2	0,9	10,2	9,8
8,40	9,00	22,0	10,2	1,1	9,3	10,8
8,60	6,00	23,0	7,2	0,9	8,0	12,5
8,80	16,00	30,0	17,2	1,1	15,6	6,4
9,00	17,00	33,0	18,2	1,3	14,0	7,1
9,20	17,00	36,0	18,4	1,3	14,2	7,1
9,40	19,00	39,0	20,4	1,5	13,6	7,4
9,60	21,00	43,0	22,4	1,5	14,9	6,7
9,80	22,00	44,0	23,4	1,3	18,0	5,6
10,00	23,00	43,0	24,4	1,8	13,6	7,4
10,20	24,00	51,0	25,5	2,0	12,8	7,8
10,40	26,00	56,0	27,5	1,9	14,5	6,9
10,60	28,00	57,0	29,5	1,7	17,4	5,8
10,80	27,00	53,0	28,5	1,9	15,0	6,7
11,00	26,00	54,0	27,5	1,9	14,5	6,9
11,20	27,00	55,0	28,7	1,7	16,9	5,9
11,40	28,00	54,0	29,7	1,7	17,5	5,7
11,60	32,00	58,0	33,7	1,8	18,7	5,3
11,80	30,00	57,0	31,7	2,1	15,1	6,6
12,00	30,00	61,0	31,7	1,9	16,7	6,0
12,20	30,00	58,0	31,8	1,8	17,7	5,7
12,40	30,00	57,0	31,8	1,9	16,7	6,0
12,60	24,00	52,0	25,8	1,7	15,2	6,6
12,80	24,00	50,0	25,8	1,5	17,2	5,8
13,00	21,00	44,0	22,8	1,1	20,7	4,8
13,20	3,00	20,0	4,9	1,3	3,8	26,5
13,40	15,00	34,0	16,9	1,3	13,0	7,7
13,60	16,00	36,0	17,9	1,0	17,9	5,6
13,80	15,00	30,0	16,9	1,1	15,4	6,5
14,00	12,00	29,0	13,9	1,0	13,9	7,2
14,20	8,00	23,0	10,1	0,9	11,2	8,9
14,40	6,00	20,0	8,1	0,9	9,0	11,1
14,60	6,00	19,0	8,1	0,0		0,0

Prof. Strato (m)	qc Distribuzione normale R.N.C. (Kg/cm ²)	fs Distribuzione normale R.N.C. (Kg/cm ²)	Gamma (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
0,80	19,4	1,7	2,0	Coesivo	Argille sensitive
2,60	5,5	0,6	1,7	Coesivo	Torba e Argille

						organiche
3,80	17,2	0,7	1,9	Incoerente-Coesivo		Terreni coesivi ed incoerenti a grana fine
8,60	6,3	0,5	1,7	Coesivo		Torba e Argille organiche
13,00	26,2	1,7	2,0	Coesivo		Argille sensitive
14,60	12,1	0,9	1,8	Coesivo		Argille sensitive

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

TERRENI COESIVI I

Coesione non drenata

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato 1	0,80	19,4	1,7	0,1	0,1	Terzaghi	1,0
Strato 2	2,60	5,5	0,6	0,3	0,3	Terzaghi	0,3
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Terzaghi	0,9
Strato 4	8,60	6,3	0,5	1,1	1,1	Terzaghi	0,3
Strato 5	13,00	26,2	1,7	2,0	2,0	Terzaghi	1,3
Strato 6	14,60	12,1	0,9	2,5	2,5	Terzaghi	0,6

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato 1	0,80	19,4	1,7	0,1	0,1	Metodo generale del modulo Edometrico	43,3
Strato 2	2,60	5,5	0,6	0,3	0,3	Metodo generale del modulo Edometrico	29,5
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Metodo generale del modulo Edometrico	47,0
Strato 4	8,60	6,3	0,5	1,1	1,1	Metodo generale del modulo Edometrico	32,7
Strato 5	13,00	26,2	1,7	2,0	2,0	Metodo generale del modulo Edometrico	52,4
Strato 6	14,60	12,1	0,9	2,5	2,5	Metodo generale del modulo Edometrico	47,0

Modulo di deformazione non drenato Eu

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Eu (Kg/cm ²)
Strato 1	0,80	19,4	1,7	0,1	0,1	Cancelli 1980	724,5
Strato 2	2,60	5,5	0,6	0,3	0,3	Cancelli 1980	194,5
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Cancelli 1980	623,3
Strato 4	8,60	6,3	0,5	1,1	1,1	Cancelli 1980	194,9
Strato 5	13,00	26,2	1,7	2,0	2,0	Cancelli 1980	909,4
Strato 6	14,60	12,1	0,9	2,5	2,5	Cancelli 1980	358,7

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)
Strato 1	0,80	19,4	1,7	0,1	0,1	Imai & Tomauchi	171,4
Strato 2	2,60	5,5	0,6	0,3	0,3	Imai & Tomauchi	79,3
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Imai & Tomauchi	159,2
Strato 4	8,60	6,3	0,5	1,1	1,1	Imai & Tomauchi	86,2
Strato 5	13,00	26,2	1,7	2,0	2,0	Imai & Tomauchi	205,9
Strato 6	14,60	12,1	0,9	2,5	2,5	Imai & Tomauchi	128,5

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Ocr
Strato 1	0,80	19,4	1,7	0,1	0,1	Piacentini Righi 1978	>9
Strato 2	2,60	5,5	0,6	0,3	0,3	Piacentini Righi 1978	>9
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Piacentini Righi 1978	8,63
Strato 4	8,60	6,3	0,5	1,1	1,1	Piacentini Righi 1978	3,19
Strato 5	13,00	26,2	1,7	2,0	2,0	Piacentini Righi 1978	6,01
Strato 6	14,60	12,1	0,9	2,5	2,5	Piacentini Righi 1978	2,43

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	0,80	19,4	1,7	0,1	0,1	Meyerhof	2,0
Strato 2	2,60	5,5	0,6	0,3	0,3	Meyerhof	1,7
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Meyerhof	1,9
Strato 4	8,60	6,3	0,5	1,1	1,1	Meyerhof	1,7
Strato 5	13,00	26,2	1,7	2,0	2,0	Meyerhof	2,0

Strato 6	14,60	12,1	0,9	2,5	2,5	Meyerhof	1,8
----------	-------	------	-----	-----	-----	----------	-----

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	C	Crm
Strato 1	0,80	19,4	1,7	0,1	0,1	0,13556	0,01762
Strato 2	2,60	5,5	0,6	0,3	0,3	0,30882	0,04015
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	0,14433	0,01876
Strato 4	8,60	6,3	0,5	1,1	1,1	0,27811	0,03615
Strato 5	13,00	26,2	1,7	2,0	2,0	0,11776	0,01531
Strato 6	14,60	12,1	0,9	2,5	2,5	0,17692	0,023

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	0,80	19,4	1,7	0,1	0,1	Meyerhof	2,0
Strato 2	2,60	5,5	0,6	0,3	0,3	Meyerhof	1,8
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Meyerhof	2,0
Strato 4	8,60	6,3	0,5	1,1	1,1	Meyerhof	1,8
Strato 5	13,00	26,2	1,7	2,0	2,0	Meyerhof	2,1
Strato 6	14,60	12,1	0,9	2,5	2,5	Meyerhof	1,9

Velocità onde di taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Vs (m/s)
Strato 1	0,80	19,4	1,7	0,1	0,1	Jamiolkowski et al 1985	240,04
Strato 2	2,60	5,5	0,6	0,3	0,3	Jamiolkowski et al 1985	186,78
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Jamiolkowski et al 1985	234,36
Strato 4	8,60	6,3	0,5	1,1	1,1	Jamiolkowski et al 1985	191,90
Strato 5	13,00	26,2	1,7	2,0	2,0	Jamiolkowski et al 1985	254,83
Strato 6	14,60	12,1	0,9	2,5	2,5	Jamiolkowski et al 1985	218,51

TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6		<5

Angolo di resistenza al taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Schmertmann	30,9

Modulo di Young

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Schmertmann	43,0

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Robertson & Campanella da Schmertmann	23,9

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Imai & Tomauchi	159,2

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Ocr
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Larsson 1991 S.G.I.	<0.5

Modulo di reazione Ko

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Ko
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Kulhawy & Mayne (1990)	0,27

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	C	Crn
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	0,14433	0,01876

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Meyerhof	1,8

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Meyerhof	2,1

Liquefazione - Accelerazione sismica massima (g)=0,15

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Fattore di sicurezza a liquefazione

Velocità onde di taglio.

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Vs (m/s)
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Jamiolkowski et al 1985	272,50

Permeabilità

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	K (cm/s)
Strato 1	0,80	19,4	1,7	0,1	0,1	Piacentini-Righi 1988	1,00E-11
Strato 2	2,60	5,5	0,6	0,3	0,3	Piacentini-Righi 1988	1,00E-11
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Piacentini-Righi 1988	8,14E-08
Strato 4	8,60	6,3	0,5	1,1	1,1	Piacentini-Righi 1988	1,00E-11
Strato 5	13,00	26,2	1,7	2,0	2,0	Piacentini-Righi 1988	1,00E-11
Strato 6	14,60	12,1	0,9	2,5	2,5	Piacentini-Righi 1988	1,00E-11

Coefficiente di consolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Coefficiente di consolidazione (cm ² /s)
Strato 1	0,80	19,4	1,7	0,1	0,1	Piacentini-Righi 1988	5,82E-07
Strato 2	2,60	5,5	0,6	0,3	0,3	Piacentini-Righi 1988	1,65E-07
Strato 3	3,80	17,2	0,7	0,6	0,6	Piacentini-Righi 1988	0,0042005
Strato 4	8,60	6,3	0,5	1,1	1,1	Piacentini-Righi 1988	1,89E-07
Strato 5	13,00	26,2	1,7	2,0	2,0	Piacentini-Righi 1988	7,86E-07
Strato 6	14,60	12,1	0,9	2,5	2,5	Piacentini-Righi 1988	3,63E-07

Determinazione del carico limite ultimo (con il programma Load-cap della Geostru).

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	7,0 m
Profondità piano di posa	1,2 m
Altezza di incastro	1,2 m
Profondità falda	1,5

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
1,0	20,0	20,0	0,0	0	0,0	0,0	88,0	68420,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,8	18,0	19,0	0,0	0	0,0	0,0	39,0	31106,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4,4	17,0	18,0	0,0	0	0,0	0,0	29,0	17769,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5,6	20,0	21,0	0,0	0	0,0	0,0	117,0	83474,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,8	18,0	19,0	0,0	0	0,0	0,0	49,0	26350,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	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: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	245,9 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	106,91 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 9836,0 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,03
Fattore profondità [Dc]	0,4
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	311,12 kN/m ²
Resistenza di progetto	135,27 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	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	245,9 kN/m ²
Resistenza di progetto	106,91 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,03
Fattore profondità [Dc]	1,2
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	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	272,4 kN/m ²
Resistenza di progetto	118,43 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0

Fattore forma [Sc]	0,03
Fattore profondità [Dc]	0,4
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	311,12 kN/m ²
Resistenza di progetto	135,27 kN/m ²
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,03
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	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	313,87 kN/m ²
Resistenza di progetto	136,46 kN/m ²
=====	

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,03
Fattore profondità [Dc]	0,4
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	311,12 kN/m ²
Resistenza di progetto	135,27 kN/m ²
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	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	245,9 kN/m ²
Resistenza di progetto	106,91 kN/m ²
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,03
Fattore profondità [Dc]	1,2
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	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	272,4 kN/m ²
Resistenza di progetto	118,43 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,03
Fattore profondità [Dc]	0,4
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	311,12 kN/m ²
Resistenza di progetto	135,27 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,03
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	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	313,87 kN/m ²
Resistenza di progetto	136,46 kN/m ²

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	235,0 kN/m ²
Spessore dello strato	8,0 m
Profondità substrato roccioso	20,0 m
Modulo Elastico	0,0 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0,0

Coefficiente di influenza I1	0,97
Coefficiente di influenza I2	0,06
Coefficiente di influenza Is	1,0
Cedimento al centro della fondazione	7,82 mm
Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,83
Cedimento al bordo	3,23 mm

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA

Strumento utilizzato:

PENETROMETRO STATICO OLANDESE tipo GOUDA (tipo meccanico).

Caratteristiche:

- punta conica meccanica \varnothing 35.7 mm, angolo di apertura $\alpha = 60^\circ$ - (area punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$)
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' (\varnothing 35.7 mm - h 133 mm - sup. lat. Am. = 150 cm^2)
- velocità di avanzamento costante $V = 2 \text{ cm / sec}$ ($\pm 0,5 \text{ cm / sec}$)
- spinta max nominale dello strumento S_{max} variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione (lett. \Rightarrow Spinta) $C_t = \text{SPINTA (Kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA}$

fase 1 - resistenza alla punta q_c (Kg / cm^2) = (L. punta) $C_t / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale f_s (Kg / cm^2) = [(L. laterale) - (L. punta)] $C_t / 150$

fase 3 - resistenza totale R_t (Kg) = (L. totale) C_t

q_c / f_s = 'rapporto Begemann'

- L. punta = lettura di campagna durante l' infissione della sola punta (fase 1)
- L. laterale = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)
- L. totale = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)

N.B. : la spinta S (Kg) , corrispondente a ciascuna fase , si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna L per la costante di trasformazione C_t .

N.B. : causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il manicotto laterale e la punta conica del penetrometro , la resistenza laterale locale f_s viene computata 20 cm sopra la punta .

CONVERSIONI

1 kN (kiloNewton) = 1000 N \approx 100 kg = 0,1 t - 1MN (megaNewton) = 1000 kN = 1000000 N \approx 100 t

1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/ m^2 = 0,001 MN/ m^2 = 0,001 MPa \approx 0,1 t/ m^2 = 0,01 kg/ cm^2

1 MPa (MegaPascal) = 1 MN/ m^2 = 1000 kN/ m^2 = 1000 kPa \approx 100 t / m^2 = 10 kg/ cm^2

kg/ cm^2 = 10 t/ m^2 \approx 100 kN/ m^2 = 100 kPa = 0,1 MN/ m^2 = 0,1 Mpa

1 t = 1000 kg \approx 10 kN

PROVA PENETROMETRICA STATICA LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

CPT 1

2.01PG05-170

- committente : Signori Tura e Romiti (Ing: A: Gentina)
- lavoro : Caratterizzazione sito edilizia privata
- località : Cento (FE)
- note :

- data : 15/11/2012
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,50 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs
	punta	laterale	kg/cm ²				punta	laterale	kg/cm ²		
0,20	11,0	20,0	11,0	1,33	8,0	7,60	6,0	11,0	6,0	0,40	15,0
0,40	10,0	30,0	10,0	0,73	14,0	7,80	6,0	12,0	6,0	0,47	13,0
0,60	30,0	41,0	30,0	1,27	24,0	8,00	6,0	13,0	6,0	0,47	13,0
0,80	17,0	36,0	17,0	1,07	16,0	8,20	9,0	16,0	9,0	0,73	12,0
1,00	25,0	41,0	25,0	1,27	20,0	8,40	13,0	24,0	13,0	0,80	16,0
1,20	7,0	26,0	7,0	0,47	15,0	8,60	17,0	29,0	17,0	1,00	17,0
1,40	5,0	12,0	5,0	0,33	15,0	8,80	18,0	33,0	18,0	1,20	15,0
1,60	4,0	9,0	4,0	0,27	15,0	9,00	17,0	35,0	17,0	0,53	32,0
1,80	9,0	13,0	9,0	0,33	27,0	9,20	12,0	20,0	12,0	1,27	9,0
2,00	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	9,40	22,0	41,0	22,0	1,40	16,0
2,20	10,0	15,0	10,0	0,20	50,0	9,60	21,0	42,0	21,0	1,53	14,0
2,40	7,0	10,0	7,0	0,33	21,0	9,80	22,0	45,0	22,0	1,47	15,0
2,60	5,0	10,0	5,0	0,40	12,0	10,00	25,0	47,0	25,0	1,60	16,0
2,80	12,0	18,0	12,0	0,60	20,0	10,20	26,0	50,0	26,0	1,73	15,0
3,00	8,0	17,0	8,0	0,20	40,0	10,40	27,0	53,0	27,0	1,73	16,0
3,20	14,0	17,0	14,0	0,20	70,0	10,60	30,0	56,0	30,0	1,87	16,0
3,40	14,0	17,0	14,0	0,33	42,0	10,80	27,0	55,0	27,0	1,87	14,0
3,60	11,0	16,0	11,0	0,33	33,0	11,00	25,0	53,0	25,0	1,73	14,0
3,80	7,0	12,0	7,0	0,33	21,0	11,20	28,0	54,0	28,0	1,73	16,0
4,00	3,0	8,0	3,0	0,47	6,0	11,40	28,0	54,0	28,0	1,73	16,0
4,20	3,0	10,0	3,0	0,13	22,0	11,60	25,0	51,0	25,0	1,53	16,0
4,40	3,0	5,0	3,0	0,27	11,0	11,80	30,0	53,0	30,0	1,80	17,0
4,60	2,0	6,0	2,0	0,13	15,0	12,00	30,0	57,0	30,0	1,93	16,0
4,80	5,0	7,0	5,0	0,20	25,0	12,20	34,0	63,0	34,0	2,00	17,0
5,00	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0	12,40	33,0	63,0	33,0	2,07	16,0
5,20	6,0	9,0	6,0	0,33	18,0	12,60	32,0	63,0	32,0	1,80	18,0
5,40	3,0	8,0	3,0	0,33	9,0	12,80	25,0	52,0	25,0	1,73	14,0
5,60	4,0	9,0	4,0	0,27	15,0	13,00	21,0	47,0	21,0	1,40	15,0
5,80	4,0	8,0	4,0	0,33	12,0	13,20	20,0	41,0	20,0	1,40	14,0
6,00	5,0	10,0	5,0	0,27	19,0	13,40	15,0	36,0	15,0	1,07	14,0
6,20	7,0	11,0	7,0	0,27	26,0	13,60	12,0	28,0	12,0	0,93	13,0
6,40	6,0	10,0	6,0	0,20	30,0	13,80	13,0	27,0	13,0	0,80	16,0
6,60	7,0	10,0	7,0	0,33	21,0	14,00	9,0	21,0	9,0	0,73	12,0
6,80	5,0	10,0	5,0	0,27	19,0	14,20	10,0	21,0	10,0	0,53	19,0
7,00	5,0	9,0	5,0	0,40	12,0	14,40	3,0	11,0	3,0	0,73	4,0
7,20	4,0	10,0	4,0	0,33	12,0	14,60	9,0	20,0	9,0	-----	-----
7,40	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0						

- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20t
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann $\varnothing = 35.7$ mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

PROVA PENETROMETRICA STATICA LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

CPT 2

2.01PG05-170

- committente : Signori Tura e Romiti (Ing: A: Gentina)
- lavoro : Caratterizzazione sito edilizia privata
- località : Cento (FE)
- note :

- data : 15/11/2012
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,50 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs
	punta	laterale	kg/cm ²				punta	laterale	kg/cm ²		
0,20	11,0	20,0	11,0	0,80	14,0	7,60	6,0	13,0	6,0	0,47	13,0
0,40	12,0	24,0	12,0	0,80	15,0	7,80	6,0	13,0	6,0	0,40	15,0
0,60	12,0	24,0	12,0	1,07	11,0	8,00	8,0	14,0	8,0	0,60	13,0
0,80	17,0	33,0	17,0	1,93	9,0	8,20	9,0	18,0	9,0	0,67	13,0
1,00	20,0	49,0	20,0	1,20	17,0	8,40	13,0	23,0	13,0	0,80	16,0
1,20	17,0	35,0	17,0	1,87	9,0	8,60	15,0	27,0	15,0	1,13	13,0
1,40	15,0	43,0	15,0	1,60	9,0	8,80	15,0	32,0	15,0	1,13	13,0
1,60	6,0	30,0	6,0	0,67	9,0	9,00	17,0	34,0	17,0	1,33	13,0
1,80	3,0	13,0	3,0	1,20	2,0	9,20	19,0	39,0	19,0	1,27	15,0
2,00	13,0	31,0	13,0	1,80	7,0	9,40	22,0	41,0	22,0	1,47	15,0
2,20	11,0	38,0	11,0	1,07	10,0	9,60	21,0	43,0	21,0	1,53	14,0
2,40	7,0	23,0	7,0	0,93	7,0	9,80	25,0	48,0	25,0	1,53	16,0
2,60	7,0	21,0	7,0	0,80	9,0	10,00	28,0	51,0	28,0	1,73	16,0
2,80	5,0	17,0	5,0	1,07	5,0	10,20	31,0	57,0	31,0	2,00	16,0
3,00	8,0	24,0	8,0	0,67	12,0	10,40	29,0	59,0	29,0	1,93	15,0
3,20	11,0	21,0	11,0	0,33	33,0	10,60	26,0	55,0	26,0	1,93	13,0
3,40	16,0	21,0	16,0	0,67	24,0	10,80	26,0	55,0	26,0	1,93	13,0
3,60	22,0	32,0	22,0	0,13	165,0	11,00	30,0	59,0	30,0	1,80	17,0
3,80	9,0	11,0	9,0	0,40	22,0	11,20	32,0	59,0	32,0	2,07	15,0
4,00	2,0	8,0	2,0	0,20	10,0	11,40	32,0	63,0	32,0	1,93	17,0
4,20	3,0	6,0	3,0	0,27	11,0	11,60	31,0	60,0	31,0	1,87	17,0
4,40	2,0	6,0	2,0	0,20	10,0	11,80	32,0	60,0	32,0	2,07	15,0
4,60	3,0	6,0	3,0	0,20	15,0	12,00	30,0	61,0	30,0	1,87	16,0
4,80	4,0	7,0	4,0	0,33	12,0	12,20	30,0	58,0	30,0	1,93	16,0
5,00	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	12,40	27,0	56,0	27,0	1,80	15,0
5,20	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	12,60	22,0	49,0	22,0	1,47	15,0
5,40	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0	12,80	20,0	42,0	20,0	1,40	14,0
5,60	4,0	9,0	4,0	0,27	15,0	13,00	18,0	39,0	18,0	0,80	22,0
5,80	5,0	9,0	5,0	0,40	12,0	13,20	12,0	24,0	12,0	0,93	13,0
6,00	6,0	12,0	6,0	0,40	15,0	13,40	10,0	24,0	10,0	0,93	11,0
6,20	7,0	13,0	7,0	0,27	26,0	13,60	7,0	21,0	7,0	0,67	10,0
6,40	2,0	6,0	2,0	0,47	4,0	13,80	13,0	23,0	13,0	0,47	28,0
6,60	4,0	11,0	4,0	0,40	10,0	14,00	4,0	11,0	4,0	0,80	5,0
6,80	6,0	12,0	6,0	0,47	13,0	14,20	10,0	22,0	10,0	0,53	19,0
7,00	7,0	14,0	7,0	0,47	15,0	14,40	19,0	27,0	19,0	1,13	17,0
7,20	8,0	15,0	8,0	0,47	17,0	14,60	11,0	28,0	11,0	-----	-----
7,40	6,0	13,0	6,0	0,47	13,0						

- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20t
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann $\phi = 35.7$ mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

PROVA PENETROMETRICA STATICA LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

CPT 3

2.01PG05-170

- committente : Signori Tura e Romiti (Ing: A: Gentina)
- lavoro : Caratterizzazione sito edilizia privata
- località : Cento (FE)
- note :

- data : 15/11/2012
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,50 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs
	punta	laterale	kg/cm ²				punta	laterale	kg/cm ²		
0,20	15,0	30,0	15,0	1,20	12,0	7,60	6,0	12,0	6,0	0,53	11,0
0,40	30,0	48,0	30,0	2,07	15,0	7,80	8,0	16,0	8,0	0,67	12,0
0,60	16,0	47,0	16,0	2,07	8,0	8,00	8,0	18,0	8,0	0,73	11,0
0,80	16,0	47,0	16,0	1,47	11,0	8,20	8,0	19,0	8,0	0,87	9,0
1,00	5,0	27,0	5,0	1,33	4,0	8,40	9,0	22,0	9,0	1,13	8,0
1,20	7,0	27,0	7,0	0,73	10,0	8,60	6,0	23,0	6,0	0,93	6,0
1,40	6,0	17,0	6,0	0,53	11,0	8,80	16,0	30,0	16,0	1,07	15,0
1,60	4,0	12,0	4,0	0,53	7,0	9,00	17,0	33,0	17,0	1,27	13,0
1,80	3,0	11,0	3,0	0,60	5,0	9,20	17,0	36,0	17,0	1,33	13,0
2,00	2,0	11,0	2,0	0,40	5,0	9,40	19,0	39,0	19,0	1,47	13,0
2,20	2,0	8,0	2,0	0,53	4,0	9,60	21,0	43,0	21,0	1,47	14,0
2,40	12,0	20,0	12,0	0,40	30,0	9,80	22,0	44,0	22,0	1,33	16,0
2,60	6,0	12,0	6,0	0,60	10,0	10,00	23,0	43,0	23,0	1,80	13,0
2,80	13,0	22,0	13,0	0,47	28,0	10,20	24,0	51,0	24,0	2,00	12,0
3,00	18,0	25,0	18,0	1,53	12,0	10,40	26,0	56,0	26,0	1,93	13,0
3,20	27,0	50,0	27,0	0,73	37,0	10,60	28,0	57,0	28,0	1,73	16,0
3,40	18,0	29,0	18,0	0,67	27,0	10,80	27,0	53,0	27,0	1,87	14,0
3,60	16,0	26,0	16,0	0,33	48,0	11,00	26,0	54,0	26,0	1,87	14,0
3,80	8,0	13,0	8,0	0,53	15,0	11,20	27,0	55,0	27,0	1,73	16,0
4,00	2,0	10,0	2,0	0,33	6,0	11,40	28,0	54,0	28,0	1,73	16,0
4,20	9,0	14,0	9,0	0,27	34,0	11,60	32,0	58,0	32,0	1,80	18,0
4,40	2,0	6,0	2,0	0,47	4,0	11,80	30,0	57,0	30,0	2,07	15,0
4,60	3,0	10,0	3,0	0,27	11,0	12,00	30,0	61,0	30,0	1,87	16,0
4,80	4,0	8,0	4,0	0,33	12,0	12,20	30,0	58,0	30,0	1,80	17,0
5,00	4,0	9,0	4,0	0,33	12,0	12,40	30,0	57,0	30,0	1,87	16,0
5,20	4,0	9,0	4,0	0,27	15,0	12,60	24,0	52,0	24,0	1,73	14,0
5,40	4,0	8,0	4,0	0,40	10,0	12,80	24,0	50,0	24,0	1,53	16,0
5,60	4,0	10,0	4,0	0,47	9,0	13,00	21,0	44,0	21,0	1,13	19,0
5,80	6,0	13,0	6,0	0,47	13,0	13,20	3,0	20,0	3,0	1,27	2,0
6,00	6,0	13,0	6,0	0,60	10,0	13,40	15,0	34,0	15,0	1,33	11,0
6,20	6,0	15,0	6,0	0,47	13,0	13,60	16,0	36,0	16,0	1,00	16,0
6,40	5,0	12,0	5,0	0,53	9,0	13,80	15,0	30,0	15,0	1,13	13,0
6,60	4,0	12,0	4,0	0,47	9,0	14,00	12,0	29,0	12,0	1,00	12,0
6,80	4,0	11,0	4,0	0,40	10,0	14,20	8,0	23,0	8,0	0,93	9,0
7,00	6,0	12,0	6,0	0,53	11,0	14,40	6,0	20,0	6,0	0,87	7,0
7,20	6,0	14,0	6,0	0,53	11,0	14,60	6,0	19,0	6,0	-----	-----
7,40	5,0	13,0	5,0	0,40	12,0						

- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20t
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann $\phi = 35.7$ mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

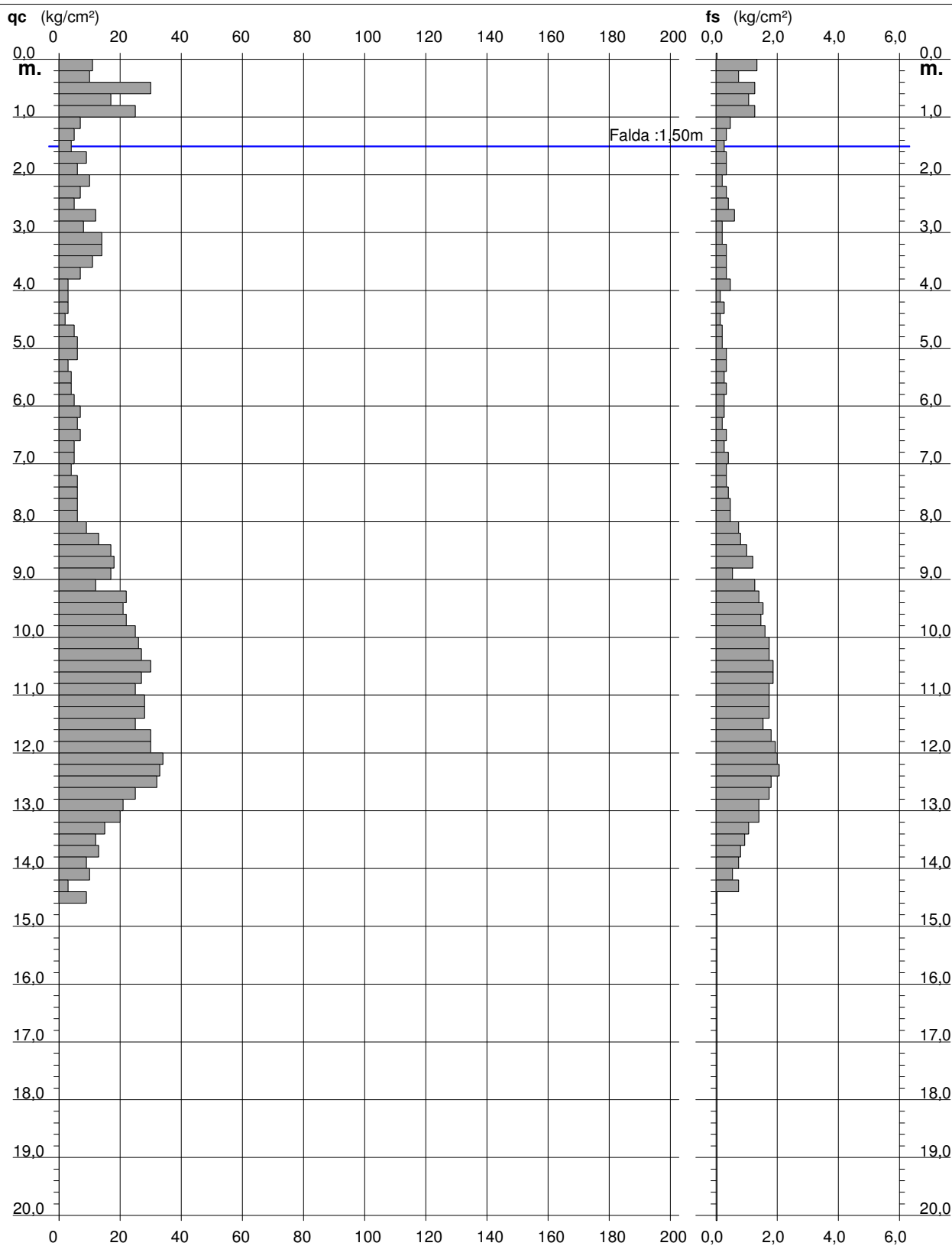
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.01PG05-170

- committente : Signori Tura e Romiti (Ing: A: Gentina)
- lavoro : Caratterizzazione sito edilizia privata
- località : Cento (FE)

- data : 15/11/2012
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,50 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100



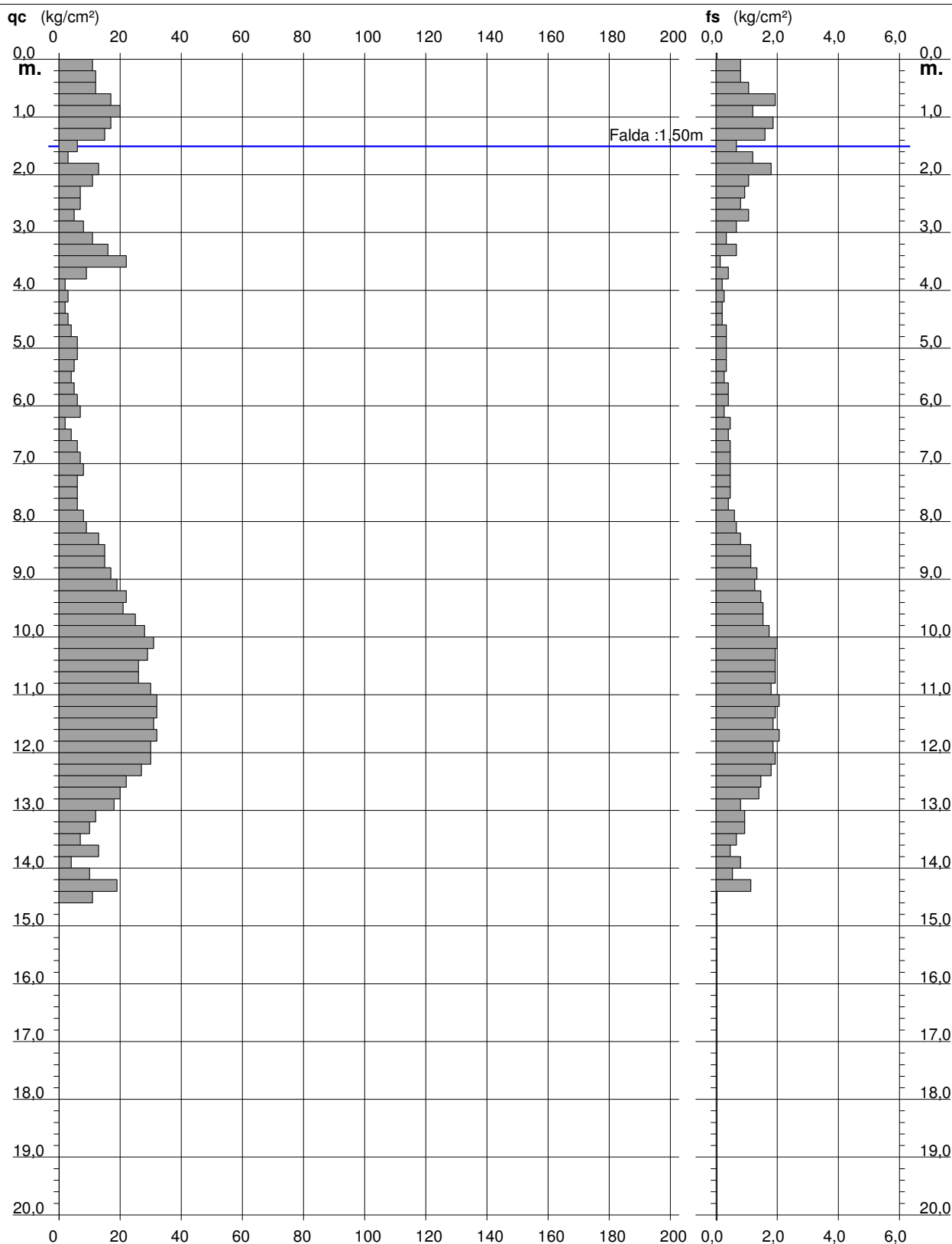
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 2

2.01PG05-170

- committente : Signori Tura e Romiti (Ing: A: Gentina)
- lavoro : Caratterizzazione sito edilizia privata
- località : Cento (FE)

- data : 15/11/2012
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,50 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100



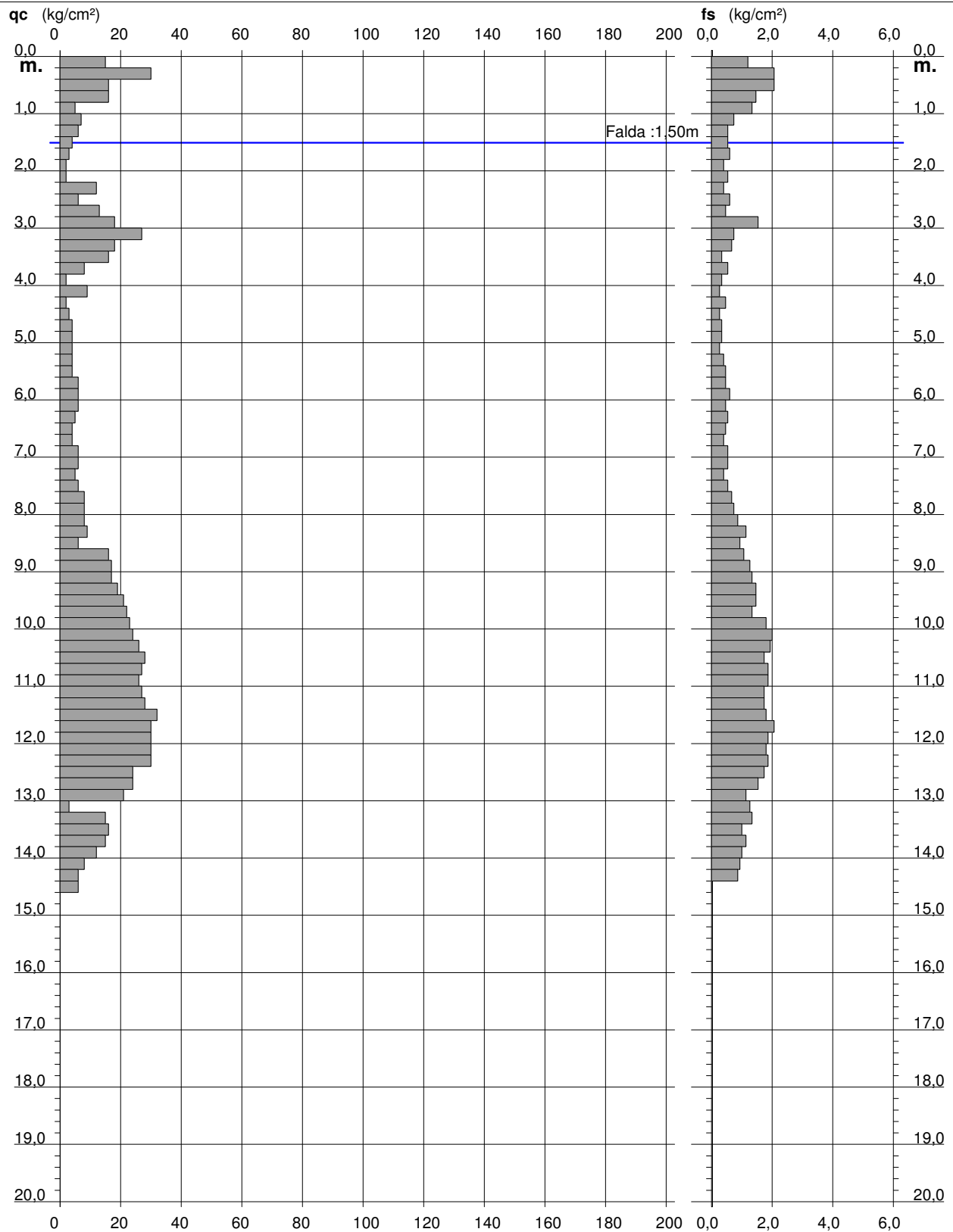
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 3

2.01PG05-170

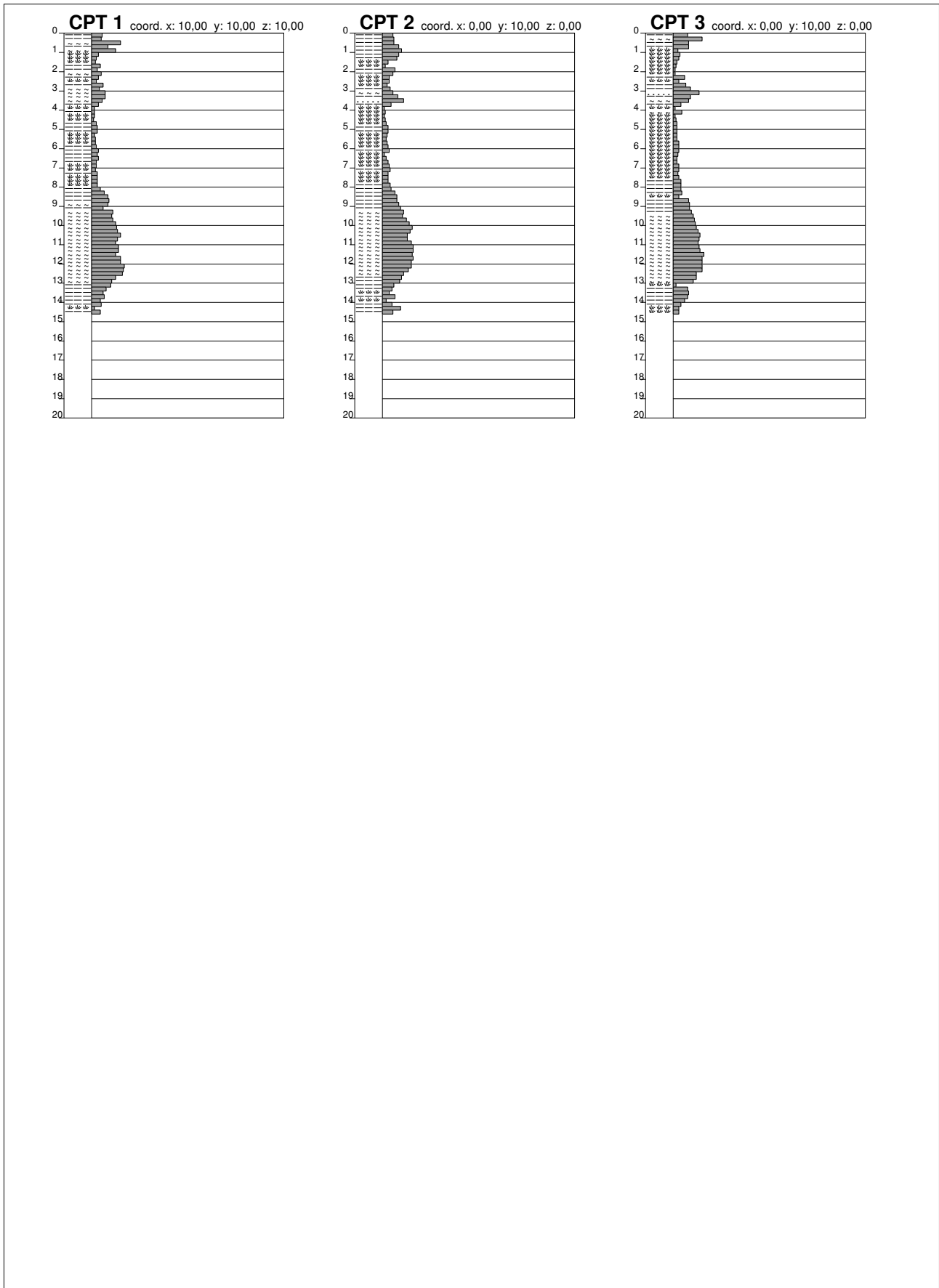
- committente : Signori Tura e Romiti (Ing: A: Gentina)
- lavoro : Caratterizzazione sito edilizia privata
- località : Cento (FE)

- data : 15/11/2012
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,50 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100



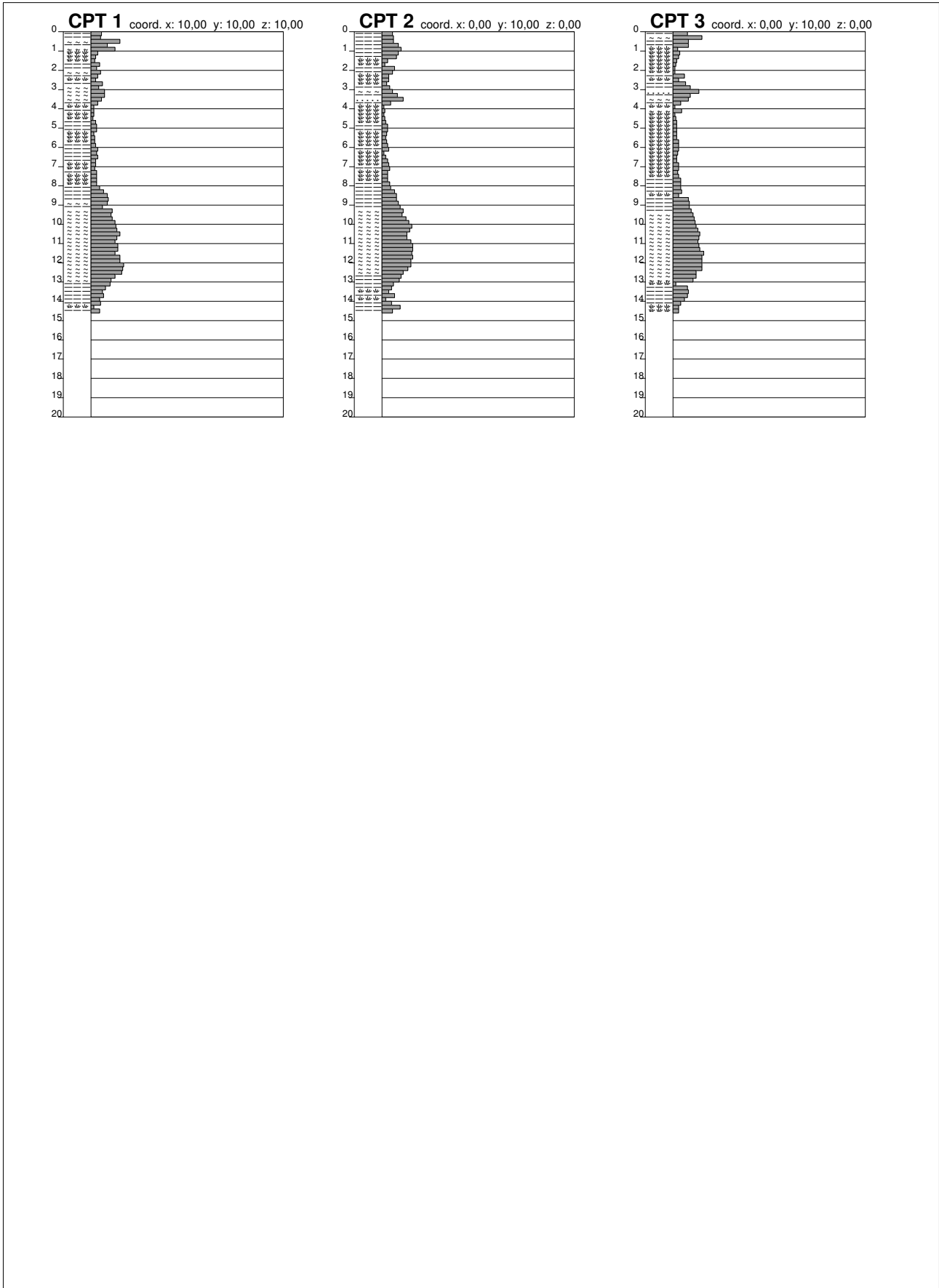
CORRELAZIONE DIAGRAMMI DI RESISTENZA ALLA PUNTA q_c (kg/cm²)

Scala 1: 285



CORRELAZIONE DIAGRAMMI DI RESISTENZA ALLA PUNTA q_c (kg/cm²)

Scala 1: 285



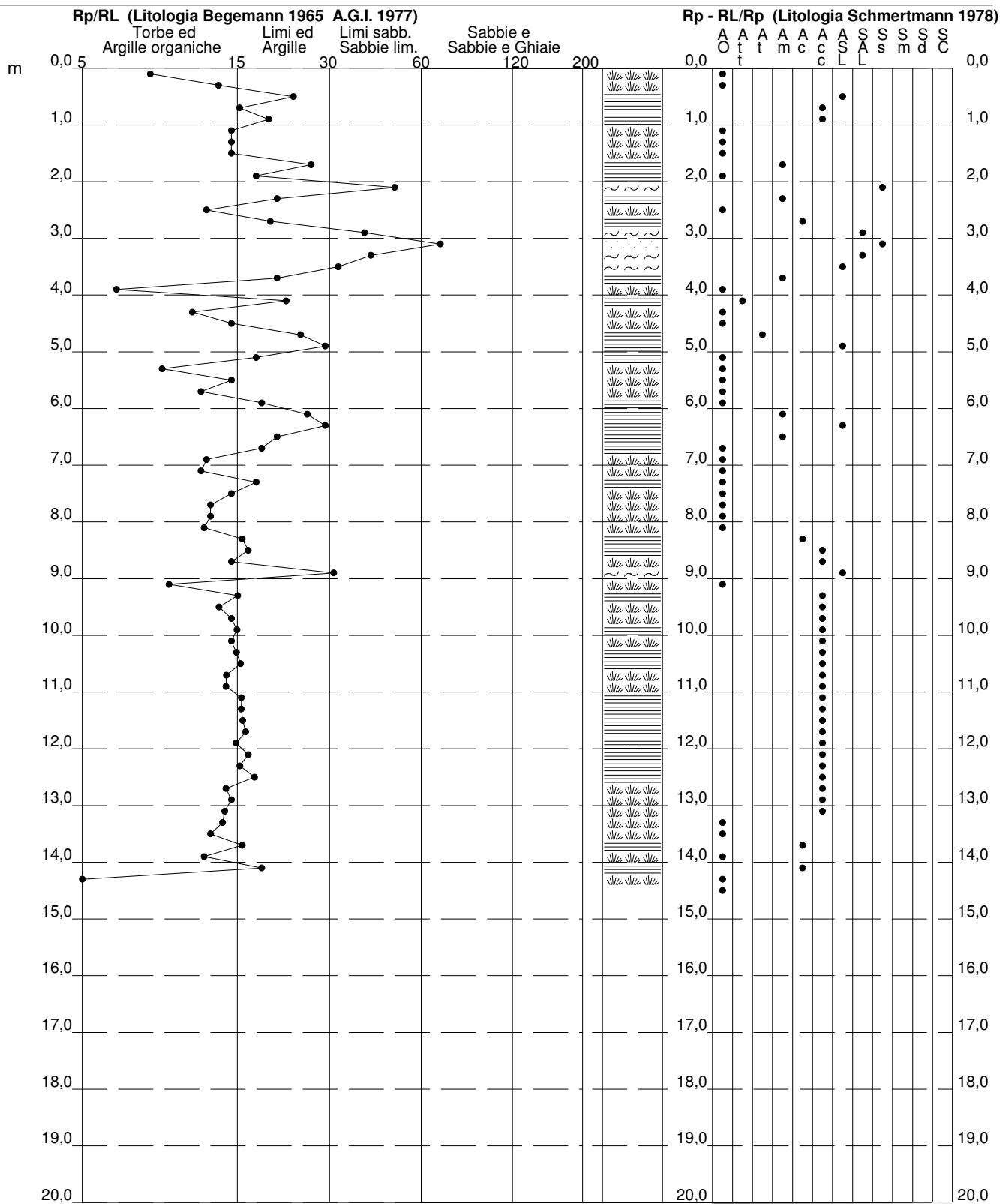
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 1

2.01PG05-170

- committente : Signori Tura e Romiti (Ing: A: Gentina)
- lavoro : Caratterizzazione sito edilizia privata
- località : Cento (FE)
- note :

- data : 15/11/2012
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,50 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100



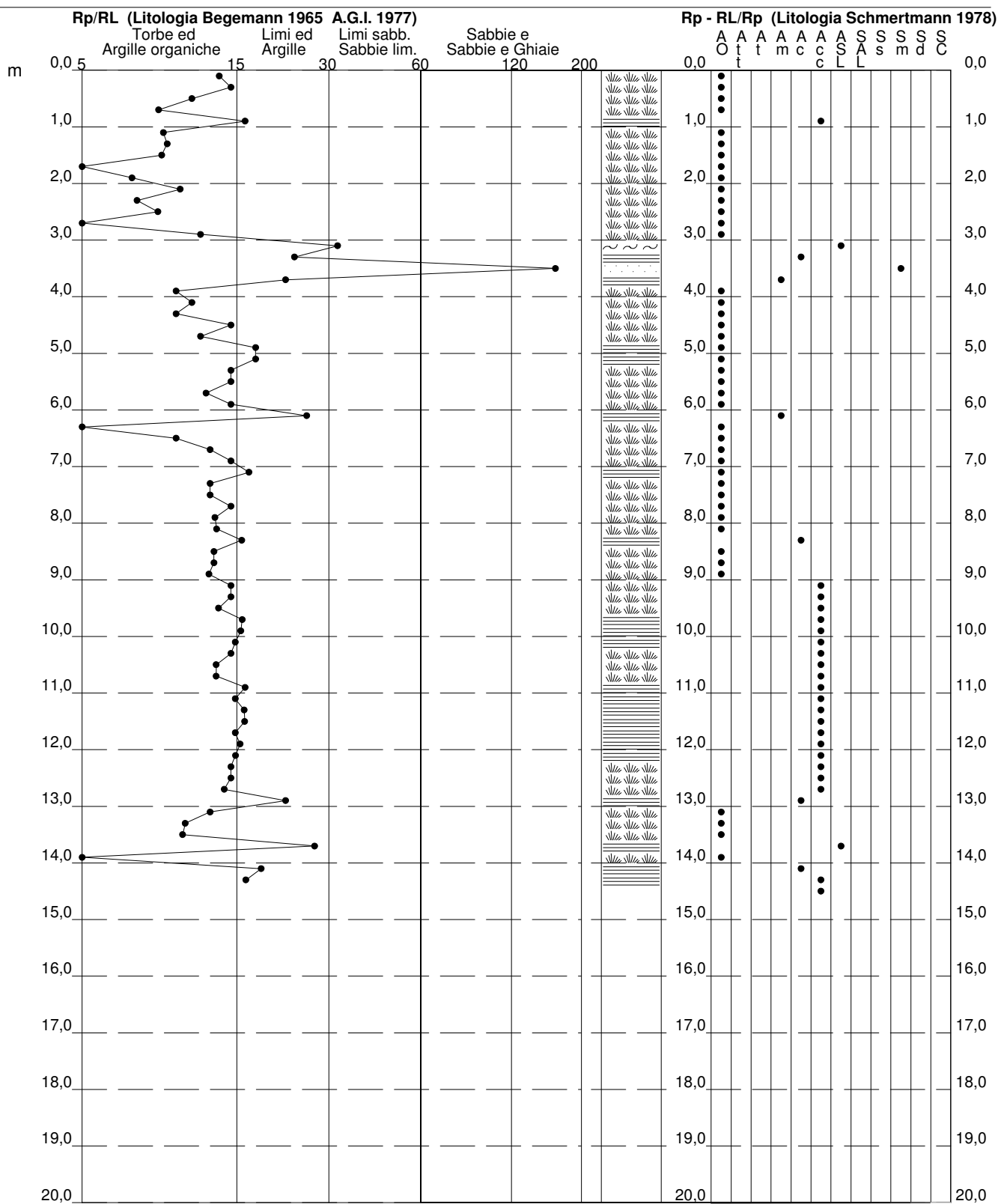
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 2

2.01PG05-170

- committente : Signori Tura e Romiti (Ing: A: Gentina)
- lavoro : Caratterizzazione sito edilizia privata
- località : Cento (FE)
- note :

- data : 15/11/2012
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,50 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100



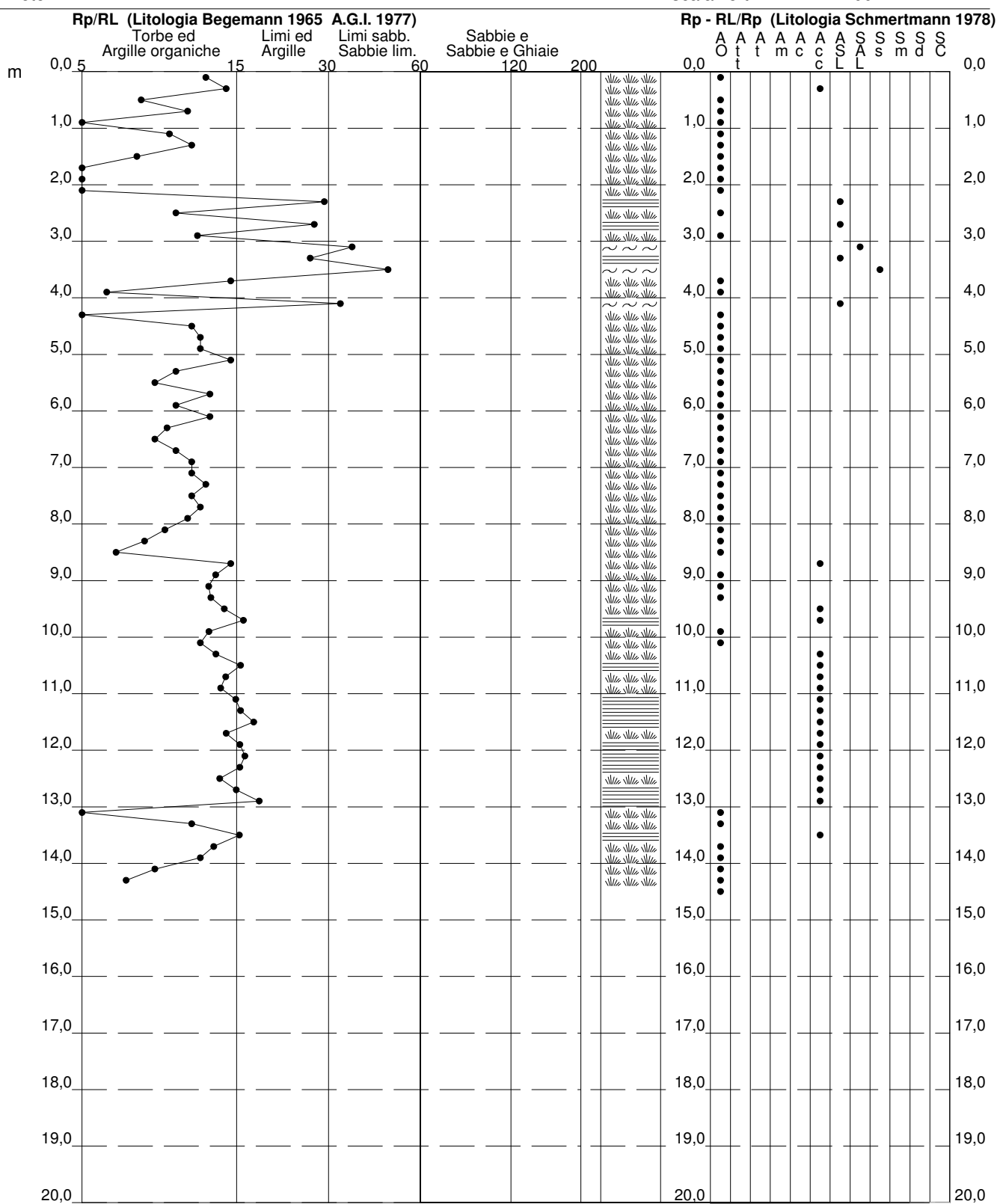
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

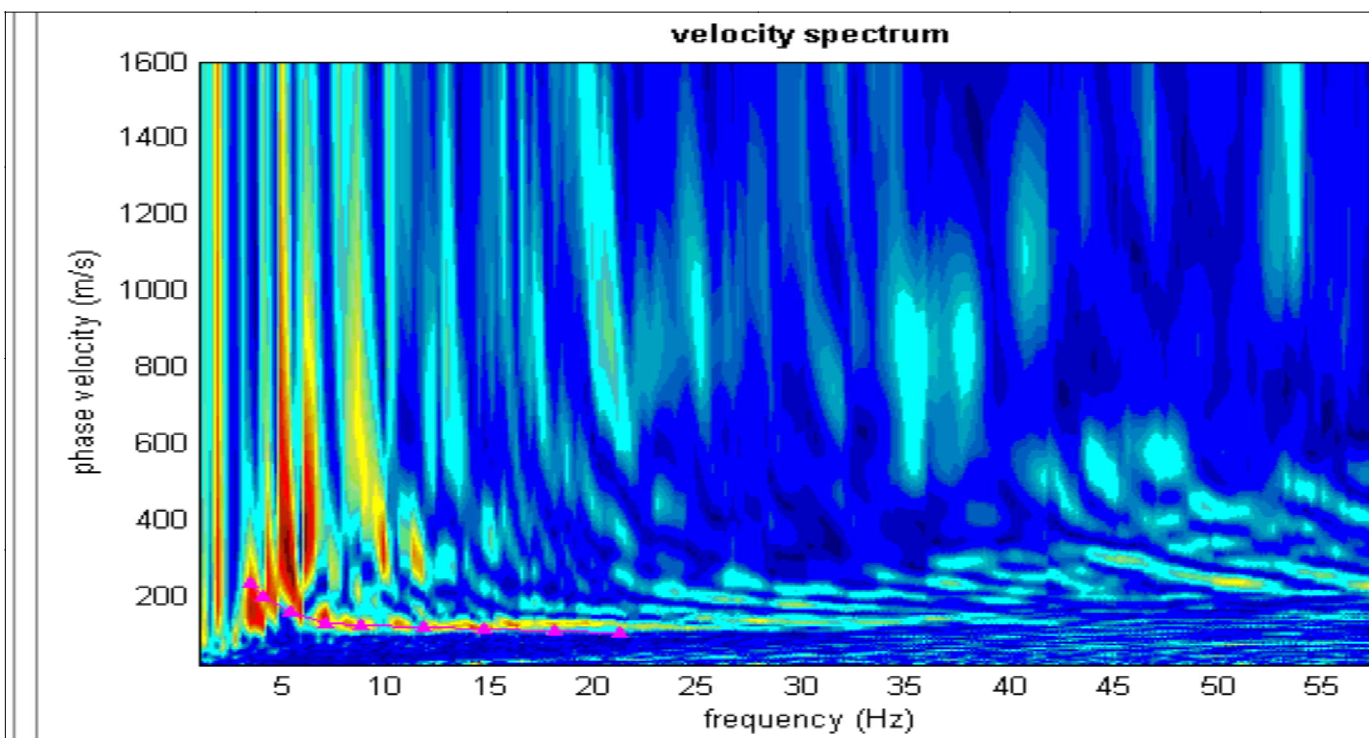
CPT 3

2.01PG05-170

- committente : Signori Tura e Romiti (Ing: A: Gentina)
- lavoro : Caratterizzazione sito edilizia privata
- località : Cento (FE)
- note :

- data : 15/11/2012
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,50 m da quota inizio
- scala vert.: 1 : 100

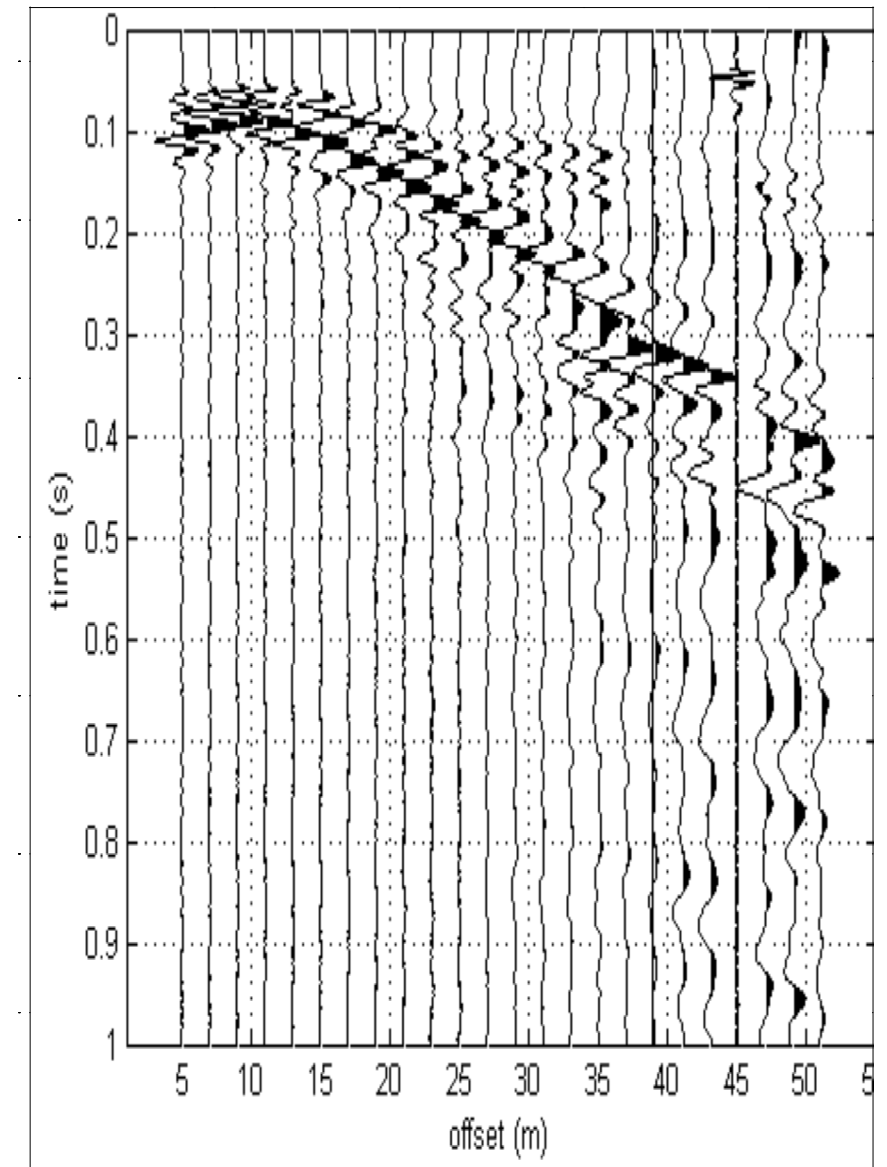




LEGENDA

- + Curva di dispersione misurata
- / Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpascal)
- VsX

Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula $D=1.5 + Vs/1000$



Sismogramma

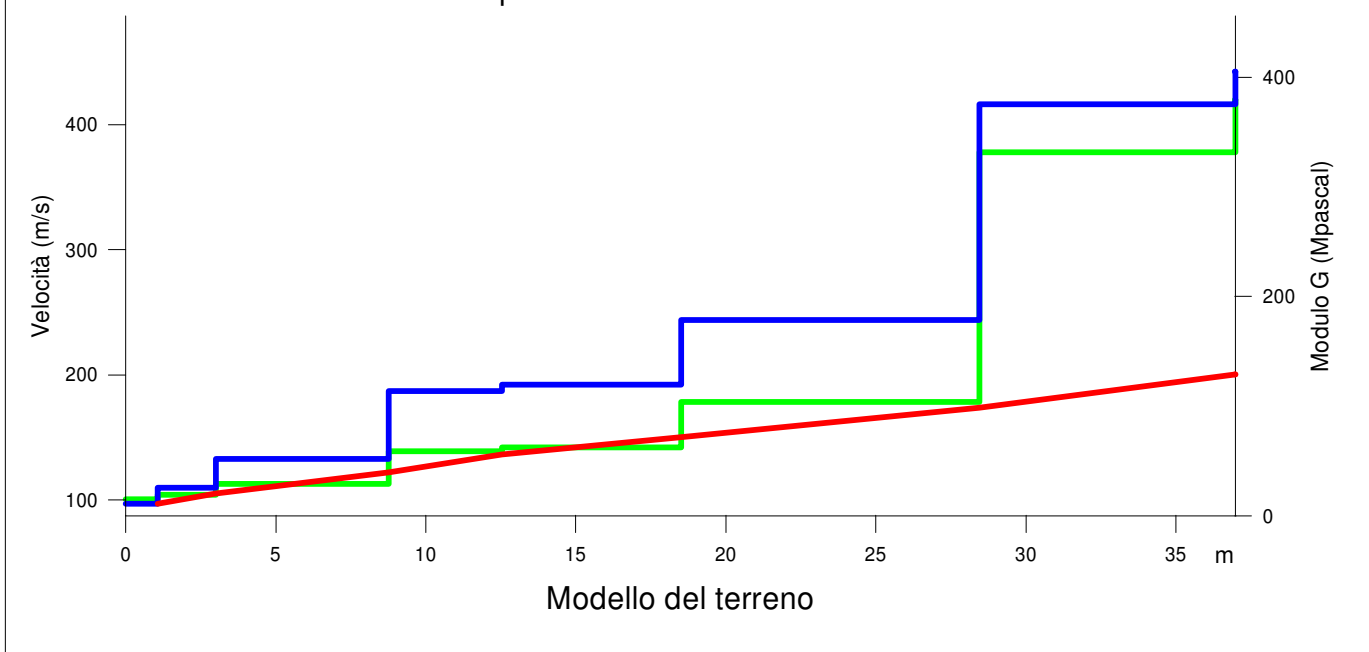
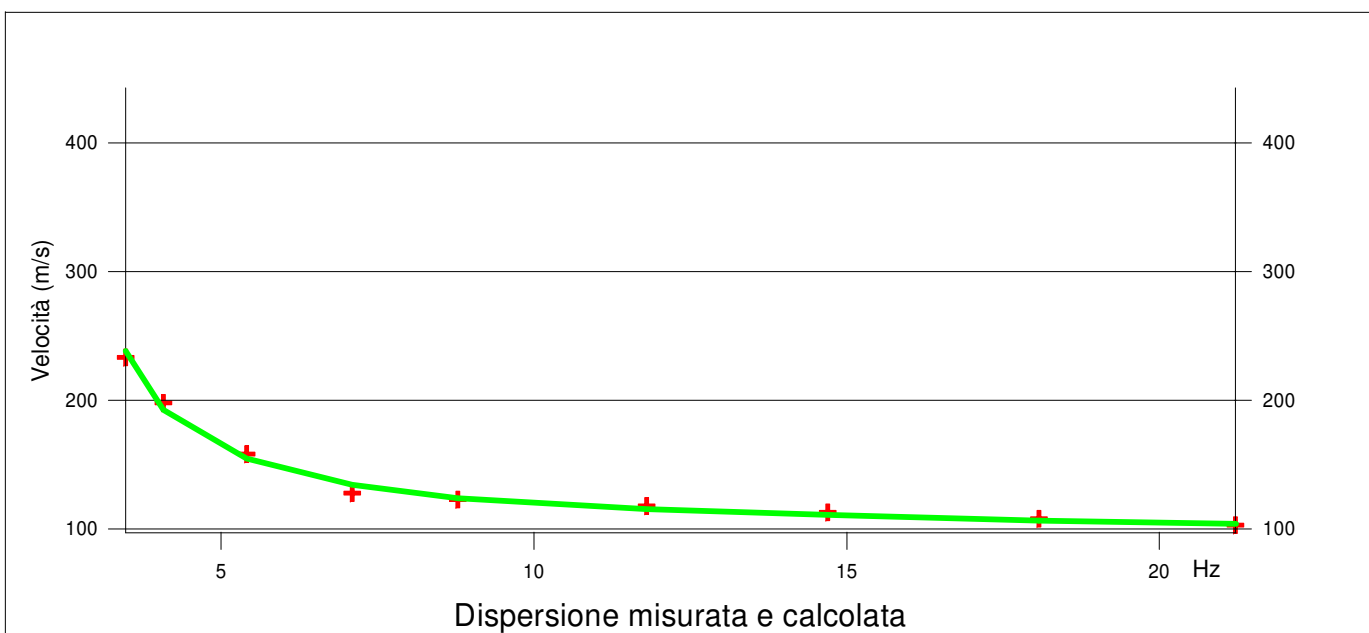


TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	1.1	97	.0109	97	15
1.1	3	110	.0177	105	19
3	8.8	133	.0432	122	29
8.8	12.5	187	.0202	136	59
12.5	18.5	192	.0312	150	62
18.5	28.5	244	.0408	174	104
28.5	37	416	.0205	200	332

VALORE CALCOLATO VS30 = 179 m/s

PROVA SISMICA VS30

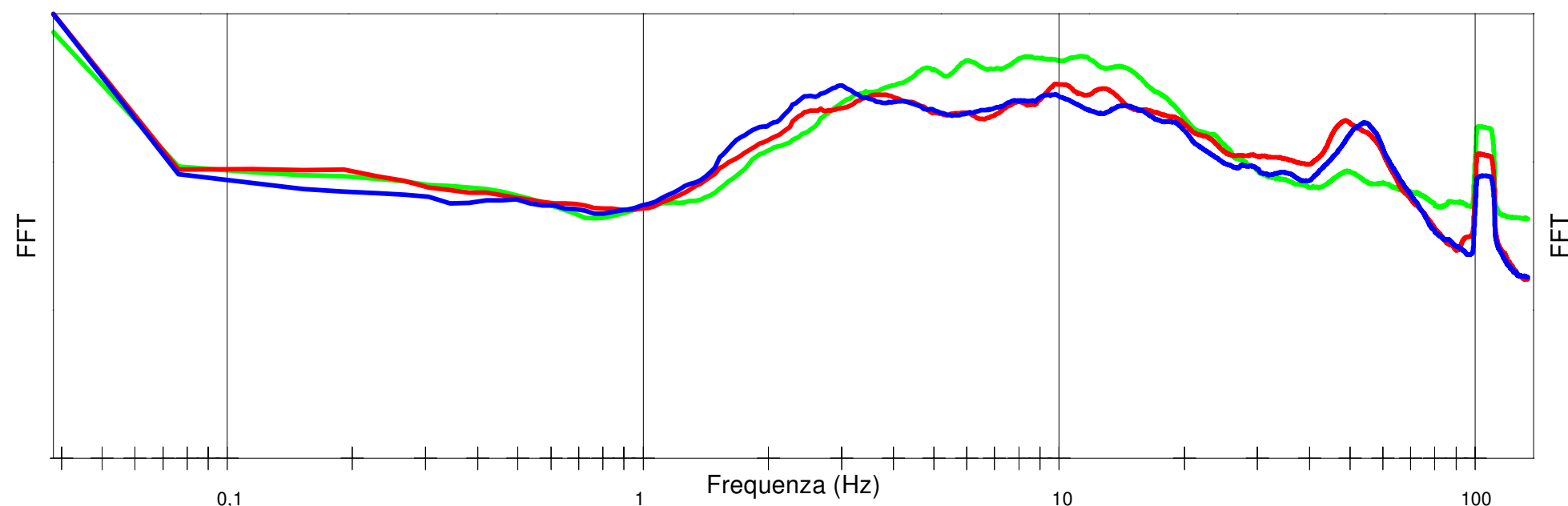
Località: Cento (FE)

Committente: Sig. Tura

Metodologia MASW

VELOCITA' DELLE ONDE S

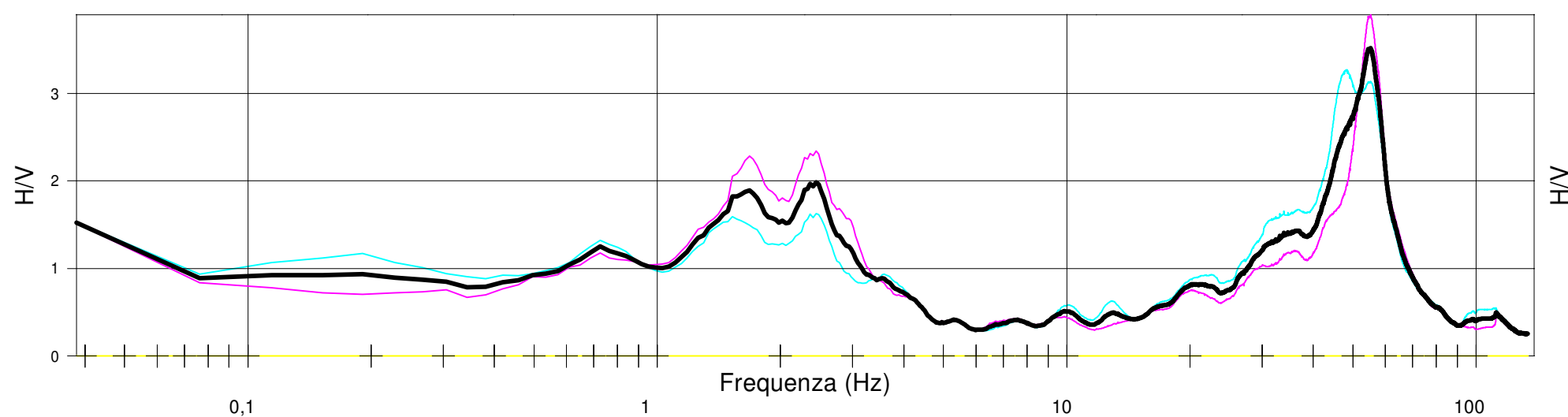
COMPONENTI XYZ DELLO SPETTRO DI FREQUENZA



LEGENDA

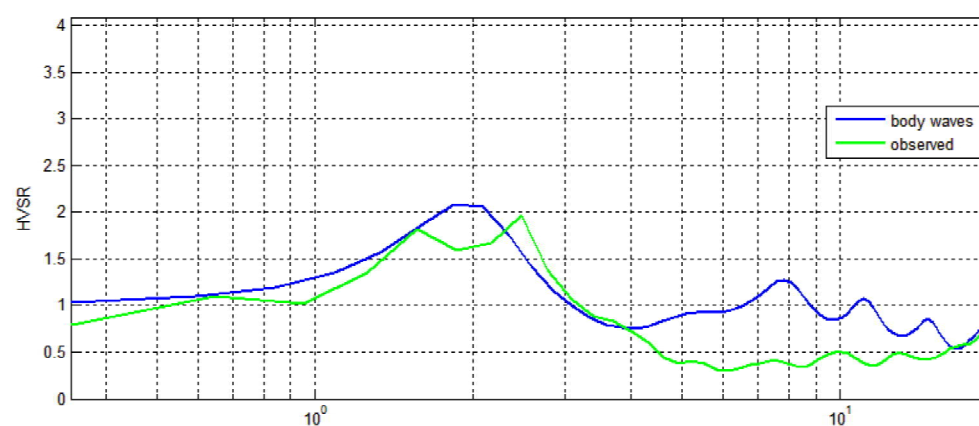
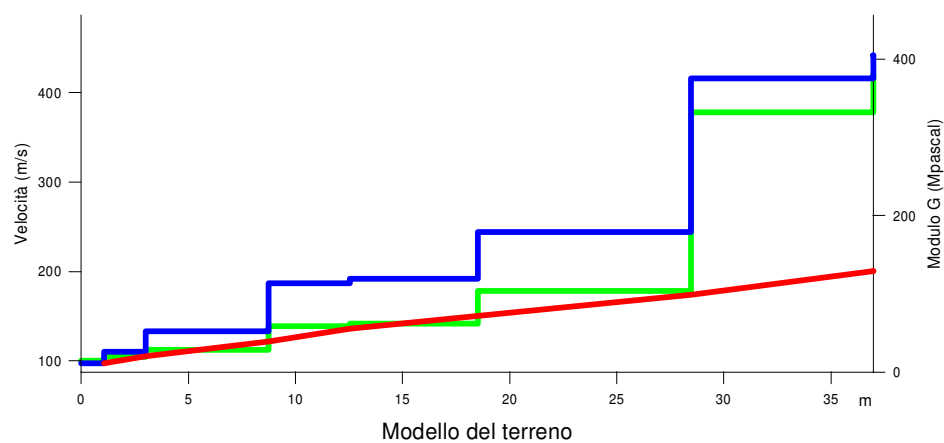
- Spettro asse Z (verticale)
- Spettro asse X
- Spettro asse Y
- H/V direzione X
- H/V direzione Y
- H/V media

RAPPORTO DELLE COMPONENTI SPETTRALI ORIZZONTALI SULLA VERTICALE



Durata della registrazione 23' 35.6"
 Campionamento 10 KHz
 Finestra di campionamento 26,2 s

Picco alla frequenza: 2 Hz



PROVA H/V

Località: Cento (FE)

Committente: Sig. Tura

Metodo Nakamura

**SPETTRI DI FREQUENZA
 PROVA A8511**

All. 2/b

Novembre 2012

EEG s.r.l.
 GEOFISICA
 ELABORAZIONE DATI



Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da BVQI
I dati di identificazione, contrassegno e posizione sono quelli dichiarati nella domanda di esecuzione e apposte sui campioni.

Pieve Emanuele 30/11/2012

Accettazione : del 16/11/12
Richiedente: GENTINA ALBERTO ING.
Via Castellazzo, 3 - 28040 OLEGGIO CASTELLO (NO)
Richiesta: del 08/11/12
Descrizione: PROVA 1 - Prof. 1,50÷2,00 m
sacchetto di plastica di massa lorda di circa 5 kg
Cantiere/opera: Viale Jolanda, 36 - Cento (FE)

IL PRESENTE DOCUMENTO E' COMPOSTO DAI SEGUENTI RISULTATI DI PROVA :

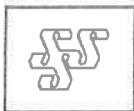
- | | |
|--|------------------|
| - 1 DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA DEI GRANULI | ASTM D 854/2000 |
| - 2 ANALISI GRANULOMETRICA DI UNA TERRA | ASTM D 422/1998 |
| - 3 LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO, INDICE DI PLASTICITA' DEI TERRENI | ASTM D 4318/1995 |



il timbro rosso autentica il documento
originale

Lo Sperimentatore
Dott. Geol. Ubaldo Lava

Il Responsabile Tecnico
Dott. Ing. Silvia Zeni



**STUDIO
SPERIMENTALE
STRADALE s.r.l.**

Via Basilicata, 42 - 20090 Fizzonasco di Pieve Emanuele (MI)
Partita IVA 01096160153 - Tel 02 90720887 - Fax 02 90781866
www.studiosperimentalestradale.it - info@studiosperimentalestradale.it

**Rapporto di Prova
n. 15307 - 1**

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da BVQI
I dati di identificazione, contrassegno e posizione sono quelli dichiarati nella domanda di esecuzione e apposte sui campioni.

Pieve Emanuele 30/11/2012

**DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA DEI GRANULI
ASTM D 854/2000**

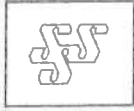
Data di esecuzione : 27/11/2012

massa volumica apparente dei granuli 2,69 g/cm³



Lo Sperimentatore
Dott. Geol. *Ubaldo Lava*

Il Responsabile Tecnico
Dott. Ing. *Silvia Zeni*

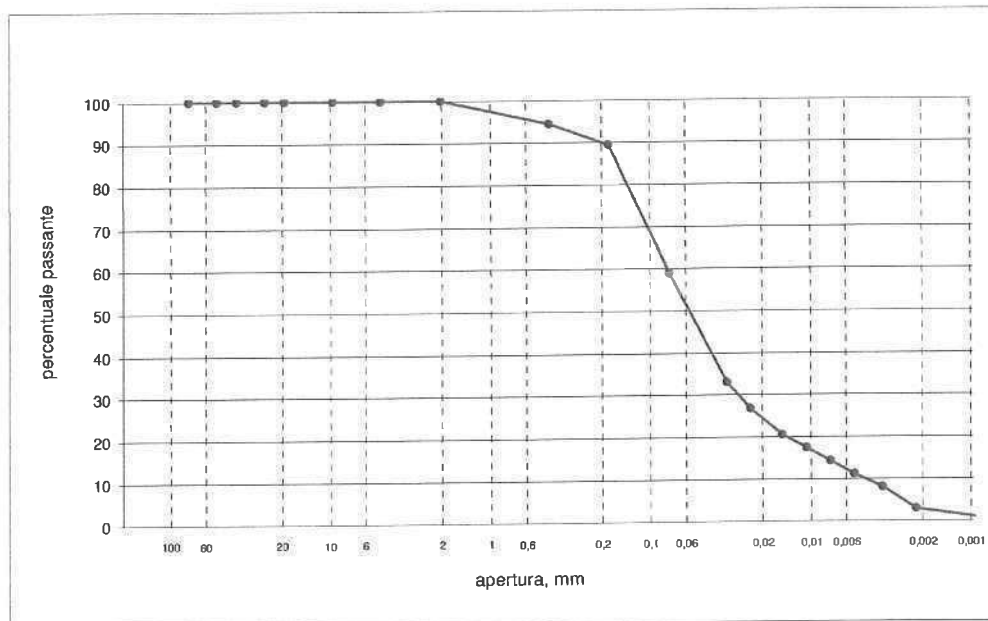


**ANALISI GRANULOMETRICA DI UNA TERRA
ASTM D 422/1998**

Per stacciatura e sedimentazione, via umida

Data inizio - termine prova : 26/11/2012 - 29/11/2012

passante al setaccio	ASTM 3"	(75 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 2"	(50 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 1" 1/2	(37,5 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 1"	(25 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 3/4"	(19 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 3/8"	(9,5 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 4	(4,750 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 10	(2,000 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 40	(0,425 mm)	94,4 %
passante al setaccio	ASTM 80	(0,180 mm)	89,4 %
passante al setaccio	ASTM 200	(0,075 mm)	59,0 %
passante al diametro equivalente di		33,2 micron	33,0 %
passante al diametro equivalente di		23,5 micron	26,7 %
passante al diametro equivalente di		14,9 micron	20,5 %
passante al diametro equivalente di		10,6 micron	17,4 %
passante al diametro equivalente di		7,5 micron	14,2 %
passante al diametro equivalente di		5,3 micron	11,1 %
passante al diametro equivalente di		3,5 micron	8,0 %
passante al diametro equivalente di		2,2 micron	2,8 %
passante al diametro equivalente di		0,9 micron	1,0 %



Lo Sperimentatore
Dott. Geol. *Ubaldo Lava*

Il Responsabile Tecnico
Dott. Ing. *Silvia Zeni*



**STUDIO
SPERIMENTALE
STRADALE s.r.l.**

Via Basilicata,42 - 20090 Fizzonasco di Pieve Emanuele (MI)
Partita IVA 01096160153 - Tel.02 90720887 - Fax.02 90781866
www.studiosperimentalestradale.it - info@studiosperimentalestradale.it

**Rapporto di Prova
n. 15307 - 3**

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da BVQI
I dati di identificazione, contrassegno e posizione sono quelli dichiarati nella domanda di esecuzione e apposte sui campioni.

Pieve Emanuele 30/11/2012

**LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO, INDICE DI PLASTICITA' DEI TERRENI
ASTM D 4318/1995**

Metodo A - Limite liquido multipunto

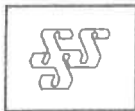
Data di esecuzione : 26/11/2012

limite liquido LL	27
limite plastico LP	23
indice di plasticità IP	4



Lo Sperimentatore
Dott. Geol. *Ubaldo Lava*

Il Responsabile Tecnico
Dott. Ing. *Silvia Zeni*



**STUDIO
SPERIMENTALE
STRADALE s.r.l.**

Via Basilicata, 42 - 20090 Fizzonasco di Pieve Emanuele (MI)
Partita IVA 01096160153 - Tel. 02 90720887 - Fax. 02 90781866
www.studiosperimentalestradale.it - info@studiosperimentalestradale.it

Rapporto di Prova n. 15308

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da BVQI
I dati di identificazione, contrassegno e posizione sono quelli dichiarati nella domanda di esecuzione e apposte sui campioni.

Pieve Emanuele 30/11/2012

Accettazione : del 16/11/12
Richiedente: GENTINA ALBERTO ING.
Via Castellazzo, 3 - 28040 OLEGGIO CASTELLO (NO)
Richiesta: del 08/11/12
Descrizione: PROVA 1 - Prof. 2,50÷3,00 m
sacchetto di plastica di massa lorda di circa 5 kg
Cantiere/opera: Viale Jolanda, 36 - Cento (FE)

IL PRESENTE DOCUMENTO E' COMPOSTO DAI SEGUENTI RISULTATI DI PROVA :

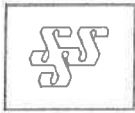
- | | |
|--|------------------|
| - 1 DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA DEI GRANULI | ASTM D 854/2000 |
| - 2 ANALISI GRANULOMETRICA DI UNA TERRA | ASTM D 422/1998 |
| - 3 LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO, INDICE DI PLASTICITA' DEI TERRENI | ASTM D 4318/1995 |



il timbro rosso autentica il documento
originale

Lo Sperimentatore
Dott. Geo. Ubaldo Lava

Il Responsabile Tecnico
Dott. Ing. Silvia Zeni

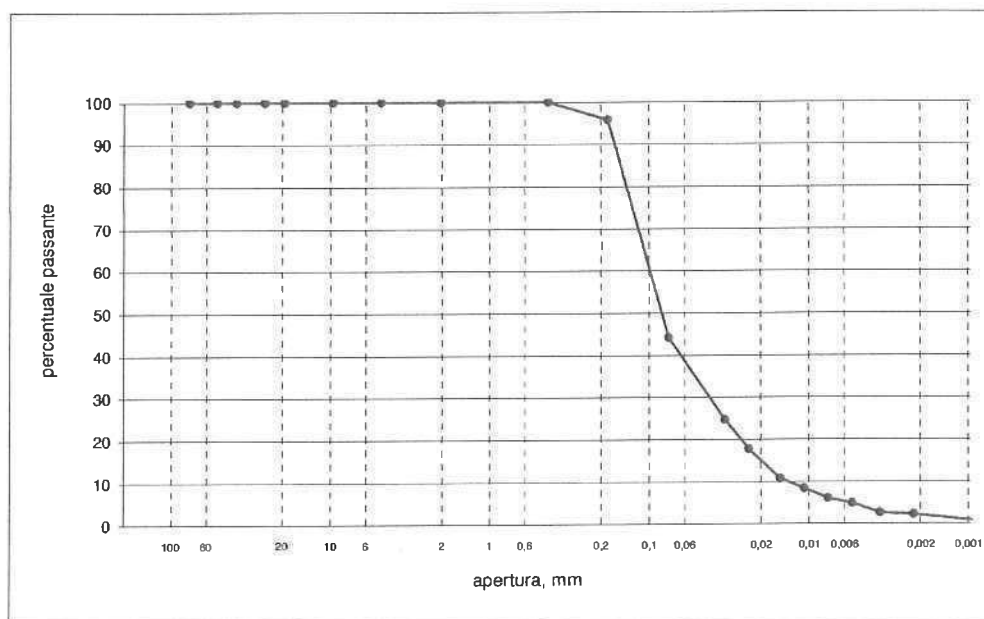


**ANALISI GRANULOMETRICA DI UNA TERRA
ASTM D 422/1998**

Per stacciatura e sedimentazione, via umida

Data inizio - termine prova : 26/11/2012 - 29/11/2012

passante al setaccio	ASTM 3"	(75 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 2"	(50 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 1" 1/2	(37,5 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 1"	(25 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 3/4"	(19 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 3/8"	(9,5 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 4	(4,750 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 10	(2,000 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 40	(0,425 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 80	(0,180 mm)	95,8 %
passante al setaccio	ASTM 200	(0,075 mm)	44,2 %
passante al diametro equivalente di		33,2 micron	24,7 %
passante al diametro equivalente di		23,6 micron	17,7 %
passante al diametro equivalente di		15,0 micron	10,7 %
passante al diametro equivalente di		10,6 micron	8,3 %
passante al diametro equivalente di		7,5 micron	6,0 %
passante al diametro equivalente di		5,3 micron	4,8 %
passante al diametro equivalente di		3,6 micron	2,5 %
passante al diametro equivalente di		2,2 micron	2,1 %
passante al diametro equivalente di		0,9 micron	0,7 %



Lo Sperimentatore
Dott. Geol. Ubaldo Lava

Il Responsabile Tecnico
Dott. Ing. Silvia Zeni



**STUDIO
SPERIMENTALE
STRADALE s.r.l.**

Via Basilicata, 42 - 20090 Fizzonasco di Pieve Emanuele (MI)
Partita IVA 01096160153 - Tel. 02 90720887 - Fax 02 90781866
www.studiosperimentalestradale.it - info@studiosperimentalestradale.it

**Rapporto di Prova
n. 15308 - 3**

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da BVQI
I dati di identificazione, contrassegno e posizione sono quelli dichiarati nella domanda di esecuzione e apposte sui campioni.

Pieve Emanuele 30/11/2012

**LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO, INDICE DI PLASTICITA' DEI TERRENI
ASTM D 4318/1995**

Metodo A - Limite liquido multipunto

Data di esecuzione : 27/11/2012

limite liquido LL	24
limite plastico LP	N.P. (non plastico)
indice di plasticità IP	N.P. (non plastico)



Lo Sperimentatore
Dott. Geol. *Ubaldo Lava*

Il Responsabile Tecnico
Dott. Ing. *Silvia Zeni*



**STUDIO
SPERIMENTALE
STRADALE s.r.l.**

Via Basilicata, 42 - 20090 Fizzonasco di Pieve Emanuele (MI)
Partita IVA 01096160153 - Tel. 02 90720887 - Fax. 02 90781866
www.studiosperimentalestradale.it - info@studiosperimentalestradale.it

Rapporto di Prova n. 15309

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da BVQI
I dati di identificazione, contrassegno e posizione sono quelli dichiarati nella domanda di esecuzione e apposte sui campioni.

Pieve Emanuele 30/11/2012

Accettazione : del 16/11/12
Richiedente: GENTINA ALBERTO ING.
Via Castellazzo, 3 - 28040 OLEGGIO CASTELLO (NO)
Richiesta: del 08/11/12
Descrizione: PROVA 2 - Prof. 1,50 + 2,00 m
sacchetto di plastica di massa lorda di circa 5 kg
Cantiere/opera: Viale Jolanda, 36 - Cento (FE)

IL PRESENTE DOCUMENTO E' COMPOSTO DAI SEGUENTI RISULTATI DI PROVA :

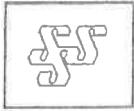
- | | |
|--|------------------|
| - 1 DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA DEI GRANULI | ASTM D 854/2000 |
| - 2 ANALISI GRANULOMETRICA DI UNA TERRA | ASTM D 422/1998 |
| - 3 LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO, INDICE DI PLASTICITA' DEI TERRENI | ASTM D 4318/1995 |



il timbro rosso autentica il documento
originale

Lo Sperimentatore
Dott. Geol. *Ubaldo Lava*

Il Responsabile Tecnico
Dott. Ing. *Silvia Zeni*

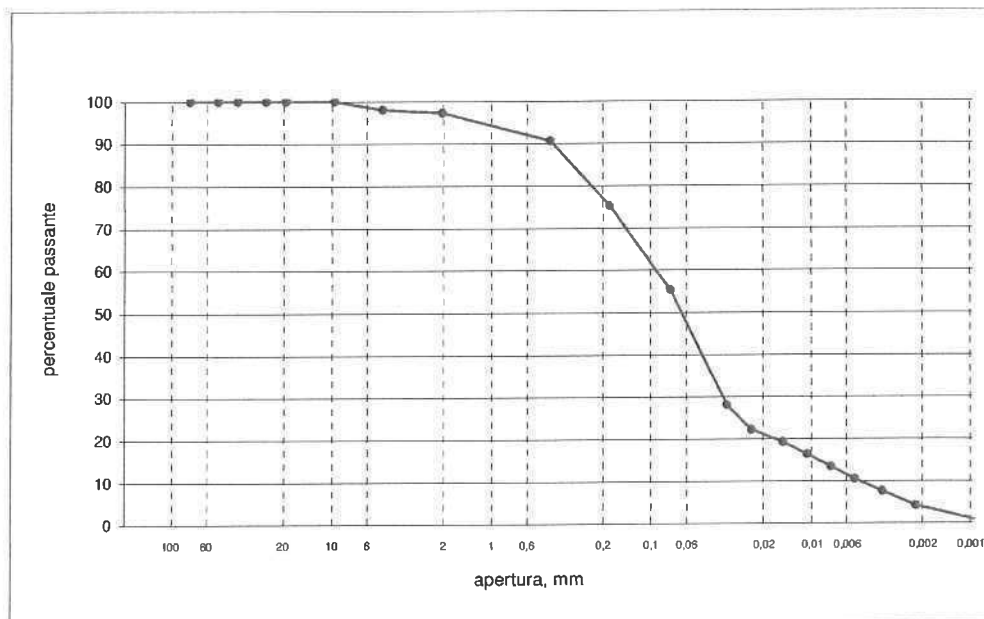


**ANALISI GRANULOMETRICA DI UNA TERRA
ASTM D 422/1998**

Per stacciatura e sedimentazione, via umida

Data inizio - termine prova : 26/11/2012 - 29/11/2012

passante al setaccio	ASTM 3"	(75 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 2"	(50 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 1" 1/2	(37,5 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 1"	(25 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 3/4"	(19 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 3/8"	(9,5 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 4	(4,750 mm)	98,0 %
passante al setaccio	ASTM 10	(2,000 mm)	97,3 %
passante al setaccio	ASTM 40	(0,425 mm)	90,6 %
passante al setaccio	ASTM 80	(0,180 mm)	75,2 %
passante al setaccio	ASTM 200	(0,075 mm)	55,4 %
passante al diametro equivalente di		33,2 micron	28,0 %
passante al diametro equivalente di		23,6 micron	22,2 %
passante al diametro equivalente di		14,9 micron	19,2 %
passante al diametro equivalente di		10,6 micron	16,3 %
passante al diametro equivalente di		7,5 micron	13,4 %
passante al diametro equivalente di		5,3 micron	10,4 %
passante al diametro equivalente di		3,5 micron	7,5 %
passante al diametro equivalente di		2,2 micron	4,1 %
passante al diametro equivalente di		0,9 micron	0,9 %



Lo Sperimentatore
Dott. Geol. *Ubaldo Lava*

Il Responsabile Tecnico
Dott. Ing. *Silvia Zeni*



**STUDIO
SPERIMENTALE
STRADALE s.r.l.**

Via Basilicata,42 - 20090 Fizzonasco di Pieve Emanuele (MI)
Partita IVA 01096160153 - Tel 02 90720887 - Fax 02 90781866
www.studiosperimentalestradale.it - info@studiosperimentalestradale.it

**Rapporto di Prova
n. 15309 - 3**

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da BVQI
I dati di identificazione, contrassegno e posizione sono quelli dichiarati nella domanda di esecuzione e apposte sui campioni.

Pieve Emanuele 30/11/2012

**LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO, INDICE DI PLASTICITA' DEI TERRENI
ASTM D 4318/1995**

Metodo A - Limite liquido multipunto

Data di esecuzione : 26/11/2012

limite liquido LL	27
limite plastico LP	20
indice di plasticità IP	7



Lo Sperimentatore
Dott. Geol. Ubaldo Laya

Il Responsabile Tecnico
Dott. Ing. Silvia Zeni



**STUDIO
SPERIMENTALE
STRADALE s.r.l.**

Via Basilicata, 42 - 20090 Fizzonasco di Pieve Emanuele (MI)
Partita IVA 01096160153 - Tel. 02 90720887 - Fax 02 90781866
www.studiosperimentalestradale.it - info@studiosperimentalestradale.it

Rapporto di Prova n. 15310

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da BVQI
I dati di identificazione, contrassegno e posizione sono quelli dichiarati nella domanda di esecuzione e apposte sui campioni.

Pieve Emanuele 30/11/2012

Accettazione : del 16/11/12
Richiedente: GENTINA ALBERTO ING.
Via Castellazzo, 3 - 28040 OLEGGIO CASTELLO (NO)
Richiesta: del 08/11/12
Descrizione: PROVA 2 - Prof. 3,00 m
sacchetto di plastica di massa lorda di circa 5 kg
Cantiere/opera: Viale Jolanda, 36 - Cento (FE)

IL PRESENTE DOCUMENTO E' COMPOSTO DAI SEGUENTI RISULTATI DI PROVA :

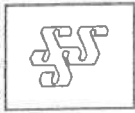
- | | |
|--|------------------|
| - 1 DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA DEI GRANULI | ASTM D 854/2000 |
| - 2 ANALISI GRANULOMETRICA DI UNA TERRA | ASTM D 422/1998 |
| - 3 LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO, INDICE DI PLASTICITA' DEI TERRENI | ASTM D 4318/1995 |



il timbro rosso autentica il documento
originale

Lo Sperimentatore
Dott. Geol. *Ubaldo Lava*

Il Responsabile Tecnico
Dott. Ing. *Silvia Zeni*

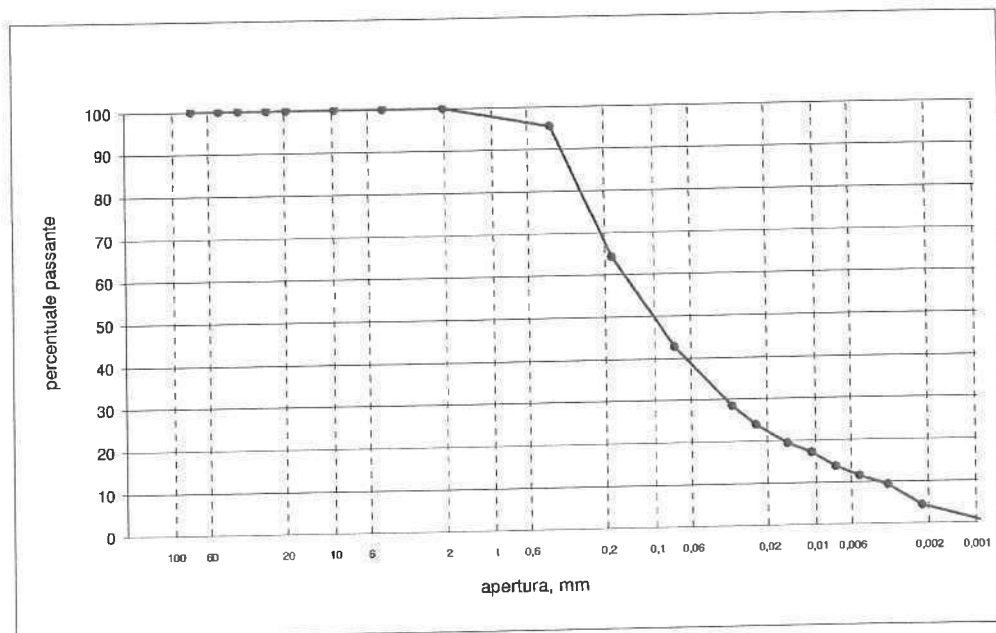


**ANALISI GRANULOMETRICA DI UNA TERRA
ASTM D 422/1998**

Per stacciatura e sedimentazione, via umida

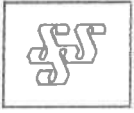
Data inizio - termine prova : 26/11/2012 - 29/11/2012

passante al setaccio	ASTM 3"	(75 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 2"	(50 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 1" 1/2	(37,5 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 1"	(25 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 3/4"	(19 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 3/8"	(9,5 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 4	(4,750 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 10	(2,000 mm)	100,0 %
passante al setaccio	ASTM 40	(0,425 mm)	95,4 %
passante al setaccio	ASTM 80	(0,180 mm)	64,2 %
passante al setaccio	ASTM 200	(0,075 mm)	42,7 %
passante al diametro equivalente di		33,1 micron	28,4 %
passante al diametro equivalente di		23,5 micron	23,9 %
passante al diametro equivalente di		14,9 micron	19,3 %
passante al diametro equivalente di		10,5 micron	17,1 %
passante al diametro equivalente di		7,5 micron	13,7 %
passante al diametro equivalente di		5,3 micron	11,4 %
passante al diametro equivalente di		3,5 micron	9,2 %
passante al diametro equivalente di		2,2 micron	4,3 %
passante al diametro equivalente di		0,9 micron	0,7 %



Lo Sperimentatore
Dott. Geol. Ubaldo Lava

Il Responsabile Tecnico
Dott. Ing. Silvia Zeni



STUDIO
SPERIMENTALE
STRADALE s.r.l.

Via Basilicata,42 - 20090 Fizzonasco di Pieve Emanuele (MI)
Partita IVA 01096160153 - Tel.02 90720887 - Fax 02 90781866
www.studiosperimentalestradale.it - info@studiosperimentalestradale.it

Rapporto di Prova n. 15310 - 3

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da BVQI
I dati di identificazione, contrassegno e posizione sono quelli dichiarati nella domanda di esecuzione e apposte sui campioni.

Pieve Emanuele 30/11/2012

LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO, INDICE DI PLASTICITA' DEI TERRENI ASTM D 4318/1995

Metodo A - Limite liquido multipunto

Data di esecuzione : 26/11/2012

limite liquido LL	21
limite plastico LP	17
indice di plasticità IP	4



Lo Sperimentatore
Dott. Geol. Ubaldo Lava

Il Responsabile Tecnico
Dott. Ing. Silvia Zeni



**STUDIO
SPERIMENTALE
STRADALE s.r.l.**

Via Basilicata, 42 - 20090 Fizzonasco di Pieve Emanuele (MI)
Partita IVA 01096160153 - Tel.02 90720887 - Fax.02 90781866
Email : info@studiosperimentalestradale.it - Sito : www.sss.mi.it

Laboratorio operante con sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la Norma UNI EN ISO 9001 da Bureau Veritas
I dati di identificazione, contrassegno e posizione, sono quelli dichiarati nella richiesta di esecuzione e/o apposte sui campioni

Pieve Emanuele, 30 Novembre 2012

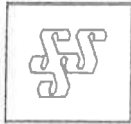
Alla c.a. Egr.
ING. ALBERTO GENTINA
Via Castellazzo, 3
28040 – Oleggio Castello (NO)

NOTA TECNICA A COMMENTO DEI RAPPORTI DI PROVA N. 15307 ÷ 15310

In ottemperanza alle disposizioni della Circolare Ministeriale n. 7618/STC Vi trasmettiamo la classificazione del campione esaminato secondo norma AASHTO DESIGNATION: M 145 desunta da analisi granulometrica e limiti di Atterberg.

Analisi granulometrica (Rapporti di prova N.)	Limiti di Atterberg (Rapporti di prova N.)	Classificazione
15307-2	15307-3	A4 (5)
15308-2	15308-3	A4 (2)
15309-2	15309-3	A4 (4)
15310-2	15310-3	A4 (1)

(Dott. Ing. Silvia Zeni)



**STUDIO
SPERIMENTALE
STRADALE s.r.l.**

Via Basilicata, 42 - 20090 Fizzonasco di Pieve Emanuele (MI)
Partita IVA 01096160153 - Tel.02 90720887 - Fax.02 90781866
Email : info@studiosperimentalestradale.it - Sito : www.sss.mi.it

Laboratorio operante con sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la Norma UNI EN ISO 9001 da Bureau Veritas
I dati di identificazione, contrassegno e posizione, sono quelli dichiarati nella richiesta di esecuzione e/o apposte sui campioni

Pieve Emanuele, 30 Novembre 2012

Alla c.a. Egr.
ING.ALBERTO GENTINA
Via Castellazzo, 3
28040 – Oleggio Castello (NO)

NOTA TECNICA A COMMENTO DEI RAPPORTI DI PROVA N. 15307 ÷ 15310

Con la presente Vi trasmettiamo la classificazione dei campione esaminati secondo AGI desunta da analisi granulometrica per staccatura e sedimentazione.

Analisi granulometrica <i>(Rapporto N.)</i>	Ghiaia <i>(> 2,0 mm)</i>	Sabbia <i>(2,0÷0,06 mm)</i>	Limo <i>(0,06÷0,002 mm)</i>	Argilla <i>(< 0,002 mm)</i>	Classificazione granulometrica <i>(secondo AGI)</i>
15307	0%	48,1%	49,3%	2,6%	Limo e sabbia
15308	0%	61,1%	36,9%	2,0%	Sabbia con limo
15309	2,7%	49,4%	44,1%	3,8%	Sabbia con limo
15310	0%	61,2%	34,9%	3,9%	Sabbia con limo

(Dott. Ing. Silvia Zeni)

Egr.ing.
Alberto Gentina
via Castellazzo, 3
28040 Oleggio Castello (NO)

ANTICIPATA VIA MAIL

Azzate (VA), lì 08 luglio 2013.

OGGETTO: Indagine geognostica per "interventi di ripristino e miglioramento sismico di palazzina residenziale " viale Jolanda, 36 Cento (FE). Integrazione analisi situazioni come da vs cortese richiesta.

Premessa

Con la presente si fa seguito alla Vs. cortese richiesta, nonché alle conversazioni intercorse, in merito ad un ausilio tecnico analitico sulla situazione riscontrata a seguito delle ns indagini geognostiche i cui risultati sono già stati espressi nella ns Rel 48-12.

In particolare ci è stato richiesto di approfondire l'analisi di quanto rilevato e sinteticamente esposto nelle conclusioni della già citata Rel. 48-12 in merito alla possibile liquefacibilità del terreno a zone limitrofe a quella fondazionale.

Per migliore comprensione si allega integralmente quanto già scritto:

"

- La verifica della liquefacibilità dei terreni, resa possibile grazie al prelievo di campioni in sito e alle relative analisi granulometriche, ha permesso di determinare la possibile ipotetica liquefacibilità del terreno, in occasione di un significativo evento sismico, ad una quota sottostante ma limitrofa e comunque interagente con il piano fondazionale; di tale situazione si dovrà tener conto accuratamente durante la fase di progettazione dei ripristini strutturali.
- Il fatto che non si siano effettivamente riscontrati indizi di liquefazione avvenuta, probabilmente per condizioni locali non note, non esclude la potenzialità dell'evento in occasione di episodi analoghi.
-"

Ulteriore contributo analitico

Si è effettuata una accurata ricerca bibliografica di cui verranno schematicamente illustrati i risultati:

1. acquisizione normativa regionale Emilia Romagna;
2. riconoscimento che la stessa è sostanzialmente l'Euro Codice 8
3. confronto della ns curva granulometrica con quella di tale normativa.
4. Acquisizione di altri contributi ed esperienze tecniche (vedi in seguito)

SEDI OPERATIVE: via Trento,3 21022 Azzate (VA) - via Paluzza, 11 33100 Udine

Tel: +39 329 2289939 Fax: +39 039 3309996 www.applisasgeoservizi.com e-mail: a.velicogna@alice.it

SEDE LEGALE: via Trento,3 21022 Azzate (VA) - P.IVA : 04755800960

Facebook:

<http://www.facebook.com/Applisas>

Confronto granulometrico

Vengono di sintesi illustrati gli aspetti caratterizzanti della ns curva granulometrica critica:

1. Ricade per gran parte (ma non in toto) all'interno del fuso granulometrico critico (Eurocodice)
2. Ha una percentuale di fini pari al 42% (sabbie limose e/o limi sabbiosi)
3. Presenta un Coefficiente di Uniformità (CU): pari a 50

Dati base Euro codice:

in base all'EC 8°, la possibilità di liquefazione è trascurabile allorché:

- Contenuto di argilla >20 e IP >10; (Valore non ottemperato nel ns caso dove IP= 4)
- Contenuto di limo >35 e N160> 20; (Il primo valore è ottemperato non il secondo)
- Contenuto di fino trascurabile ma N160>30 (valore non ottemperato)

Non esistono invece in bibliografia indicazioni certe (e questo sia per la normativa italiana che per l'Eurocodice) sulla "quantità" di curva che deve ricadere all'interno del fuso granulometrico di riferimento.

Si può comunque citare quanto indicato dalla prof. ing. Claudia Madaia Corso di Ingegneria Geotecnica Sismica a politecnico di Firenze

"Un ragionamento che appare tecnicamente corretto è il seguente: la curva granulometrica è una rappresentazione grafica delle quantità relative delle diverse classi di dimensioni delle particelle di terreno presenti in un campione. Se una significativa parte della curva è esterna alla fascia liquefacibile di normativa, questo comporta delle proprietà significativamente diverse che escludono il fenomeno della liquefazione. Dato che la frazione fine è molto efficace nell'ostacolare l'insorgenza del fenomeno, già un 10° percentile di materiale al di fuori della fascia liquefacibile può essere definita significativa. Per quantità minori bisognerebbe argomentare, ma fino al 5% di 'fuoriuscita' non credo ci siano obiezioni, mentre al di sotto del 5% qualche obiezione potrebbe forse sorgere."

In questa direzione si inserisce ad esempio la Normativa Francese che dice che i terreni devono essere obbligatoriamente sottoposti a verifica di liquefacibilità solo se il coefficiente di Uniformità risulta:

Normativa francese: liquefacibili solo con $U_c < 15$

Nel ns caso è 50.

Ancora sempre la stessa Autrice indica tra le condizioni predisponenti alla liquefazione le seguenti:

".....

2. Quando e dove può verificarsi la liquefazione

Condizioni del terreno :

(fattori predisponenti,

influiscono su \cdot (iniziale) Profondità dello strato < $15 \div 20$ m dal p.c.

SEDI OPERATIVE: via Trento,3 21022 Azzate (VA) - via Paluzza, 11 33100 Udine

Tel: +39 329 2289939 Fax: +39 039 3309996 www.applisasgeoservizi.com e-mail: a.velicogna@alice.it

SEDE LEGALE : via Trento,3 21022 Azzate (VA) - P.IVA : 04755800960

Facebook:

<http://www.facebook.com/Apllisas>

Profondità della falda < 5 m
Densità relativa $D_r < 60 \%$
Diametro medio $0.02 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm}$

Condizioni sismiche :

(fattori scatenanti,

influiscono su $\cdot u$) Magnitudo > 5.5

PGA > 0.15 g

durata > 15-20 sec

Frazione di fini ($\cdot \cdot < 0.005 \text{ mm}$) < 15% (NB: Nel ns caso è 42/%).....”

Criteria Generali

Si può quindi schematicamente riassumere che non basta la sola presenza di acqua per dire se un sito è soggetto o no al fenomeno, sono necessari altre condizioni legati alla natura geologica del sito e alle caratteristiche sismiche del territorio, quindi:

Terreni; quelli suscettibili di liquefazione sono le sabbie fini sciolte o poco addensate e le sabbie e i limi non gradati;

Grado di Saturazione del 100%;

Sismicità: Sismi con M superiore o uguale a 5,5, accelerazioni previste maggiori o uguali a 0,2 g;

Diametro medio dei grani D_{50} compreso tra 0.02 mm e 1.00 mm

Coefficiente di Uniformità $C_u < 15$ (nel ns caso è 50)

Contenuto in fini inferiore al 10%

Basso grado di addensamento, $N_{spt} < 10$ per profondità < 10 m ed $N_{spt} < 20$ per profondità > 10 m.

Indice di plasticità $I_p < 10$. (nel ns caso è 4 e quindi un elemento a sfavore)

SEDI OPERATIVE: via Trento,3 21022 Azzate (VA) - via Paluzza, 11 33100 Udine

Tel: +39 329 2289939 Fax: +39 039 3309996 www.applisasgeoservizi.com e-mail: a.velicogna@alice.it

SEDE LEGALE : via Trento,3 21022 Azzate (VA) - P.IVA : 04755800960

Facebook: <http://www.facebook.com/Apllisas>

Altri criteri d'esclusione (autori vari) Ulteriore verifica dei medesimi dati di indagine

Si è effettuata infine un'altra analisi numerica con altri autori e il risultato è che il terreno in oggetto non risulta liquefacibile (vedi allegato seguente)

Metodo di calcolo	
<input type="radio"/> Seed e Idriss	
<input checked="" type="radio"/> Tokimatsu e Yoshimi	

Immissione Dati	
Profondità di calcolo (m)	<input type="text" value="3"/>
Profondità della falda dal p. c. (m)	<input type="text" value="1.5"/>
Peso di volume del terreno (t/mc)	<input type="text" value="1.9"/>
Numero di colpi SPT o SCPT	<input type="text" value="5"/>
Magnitudo del sisma (Richter)	<input type="text" value="5"/>
Accelerazione sismica massima (g)	<input type="text" value="0.15"/>
Tipo di deposito	<input type="radio"/> Sabbie pulite <input checked="" type="radio"/> Sabbie limose
Consistenza del deposito	<input checked="" type="radio"/> Sabbie sciolte <input type="radio"/> Sabbie medio-dense

Risultati	
Pressione totale del terreno (kg/cmq)	<input type="text" value="0,57"/>
Pressione efficace del terreno (kg/cmq)	<input type="text" value="0,42"/>
Fattore correttivo per la frazione fine (%)	<input type="text" value="5,00"/>
Numero di colpi standard corretto Na	<input type="text" value="7,5893"/>
Resistenza alla liquefazione (R)	<input type="text" value="0,1508"/>
Sforzo di taglio normalizzato (T)	<input type="text" value="0,0505"/>
Coefficiente di sicurezza (Fs = R / T)	<input type="text" value="2,9834"/>

Altri criteri di esclusione possono essere stabiliti sulla base del contenuto di fine FC

(frazione passante al setaccio 200 ASTM - 0.0074 mm) e delle sue caratteristiche, ad es:

- FC > 20% con indice di plasticità IP > 10%;

il ns Fc è = a 42%

SEDI OPERATIVE: via Trento,3 21022 Azzate (VA) - via Paluzza, 11 33100 Udine

Tel: +39 329 2289939 Fax: +39 039 3309996 www.applisasgeoservizi.com e-mail: a.velicogna@alice.it

SEDE LEGALE : via Trento,3 21022 Azzate (VA) - P.IVA : 04755800960

Facebook:

<http://www.facebook.com/Apllisas>

Conclusioni

Sulla base di quanto approfondito e sopra esposto, si conferma in toto quanto già espresso nella ns precedente 48-12.

Gli ulteriori approfondimenti hanno infatti confermato che ci si trova in una situazione "limite" dove gli indizi a sfavore della possibile liquefacibilità, seppur rilevanti in senso tecnico, non sono comunque sufficienti ad escludere numericamente tale eventualità (nell'attuale quadro normativo).

Una maggiore quantità di informazioni, in termini di prove, lunghezza delle stesse e analisi numeriche con appositi programmi di calcolo dedicati, potrebbe portare ad un maggior quadro informativo, cautelativo e quindi rassicurante.

Rimaniamo a disposizione per qualsiasi chiarimento e cogliamo l'occasione per esprimerVi

cordiali saluti,
dott. Alberto Velicogna



SEDI OPERATIVE: via Trento,3 21022 Azzate (VA) - via Paluzza, 11 33100 Udine

Tel: +39 329 2289939 Fax: +39 039 3309996 www.applisasgeoservizi.com e-mail: a.velicogna@alice.it

SEDE LEGALE : via Trento,3 21022 Azzate (VA) - P.IVA : 04755800960

Facebook:

<http://www.facebook.com/Apllisas>