



dott.  
geol.

**Cecilia Agostini**

**GEOLOGIA GEOTECNICA AMBIENTE**

Via dei Carriolanti, 16  
44047 Sant'Agostino FE  
Cell. 333 2531114  
info@demetrasrl.eu  
P.IVA:01617290380  
CF: GSTCCL69B43A944E

## RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

### INDAGINE GEOTECNICA PREVENTIVA E CARATTERIZZAZIONE SISMICA DI TERRENI SOTTOPOSTI A PIANO DELLA RICOSTRUZIONE

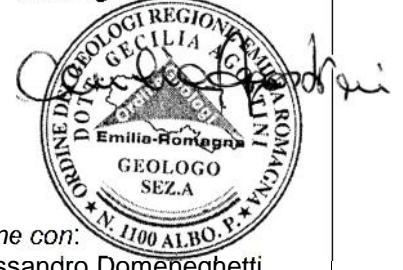
**COMMITTENTE:** PROEDIL SRL

**LOCALITÀ:** CENTO FE  
VIA DONATI

**PROGETTO:** RISTRUTTURAZIONE  
FABBRICATO RESIDENZIALE

*Relatore:*

Dott. Geol. Cecilia Agostini



*In collaborazione con:*

Dott. Geol. Alessandro Domeneghetti

#### sommario

n.		Pag.	n.		Pag.
1	Premessa	2	6	Verifica della stabilità globale	16
2	Prove geotecniche	4	7	Cedimenti	18
3	Caratterizzazione geologica	4	7.1	Cedimenti post-sismici	18
4	Caratterizzazione geotecnica	7	8	Considerazioni conclusive	20
5	Caratterizzazione sismica	10	<i>Allegati</i>	Prove geotecniche	
5.1	Verifica del rischio di liquefazione	14	<i>App.</i>	Verifica del rischio di liquefazione	

Sant'Agostino, li 18.12.2014

## 1. PREMESSA

Dietro incarico della proprietà Ditta Proedil Srl è stato eseguito uno studio geologico e geotecnico finalizzato alla definizione dei parametri fisico-meccanici e sismici dei terreni da inserire nel Piano della Ricostruzione del Comune di Cento. L'area è interessata dalla ristrutturazione di n. 1 fabbricato residenziale in seguito ai danni subiti a causa degli eventi sismici del maggio 2012.

Dal punto di vista geografico l'area indagata è rappresentata nella sezione 202080 della Carta Tecnica Regionale (CTR) in scala 1:10.000, della quale in Fig. 1 si fornisce uno stralcio, ed è individuata dalle coordinate ED50 lat. 44,724965 – long. 11, 293707.

I terreni indagati sono siti in Cento, Via Donati e sono censiti al Foglio 63, particella 490 e parte della 414 del Catasto del Comune di Cento.

Il territorio comunale di Cento è stato classificato sismico in zona 3, come area di nuova classificazione, dall'Ordinanza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 e successive modificazioni, la sismicità delle località italiane è stata poi definita in base a una griglia a maglie quadrate dall'OPCM 3519 del 28.04.2006, recepita dal DM del 14.01.2008, recante le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008).

Il fabbricato da ristrutturare è composto da strutture in muratura ed al momento attuale non sono disponibili informazioni strutturali di dettaglio sul progetto delle opere da realizzare; in base alle informazioni fornite dallo Studio di Progettazione del Geom. Paolo Gambetta di Cento si ipotizzano fondazioni superficiali. Si forniscono i parametri geotecnici e sismici per valutare diverse soluzioni progettuali.

Il fabbricato in oggetto è caratterizzato da vita nominale ( $V_N$ ) di 50 anni e viene attribuito alla classe d'uso II.

L'indagine ha lo scopo di determinare la natura e la litologia dei sedimenti, definire le resistenze geotecniche per valutare la stabilità globale; definire il tipo di falde, la loro giacenza e la distanza dal suolo; fornire indicazioni sui cedimenti totali e differenziali e caratterizzare i terreni dal punto di vista sismico.

**Fig. 1**





**COROGRAFIA  
CON UBICAZIONE DELLE PROVE**

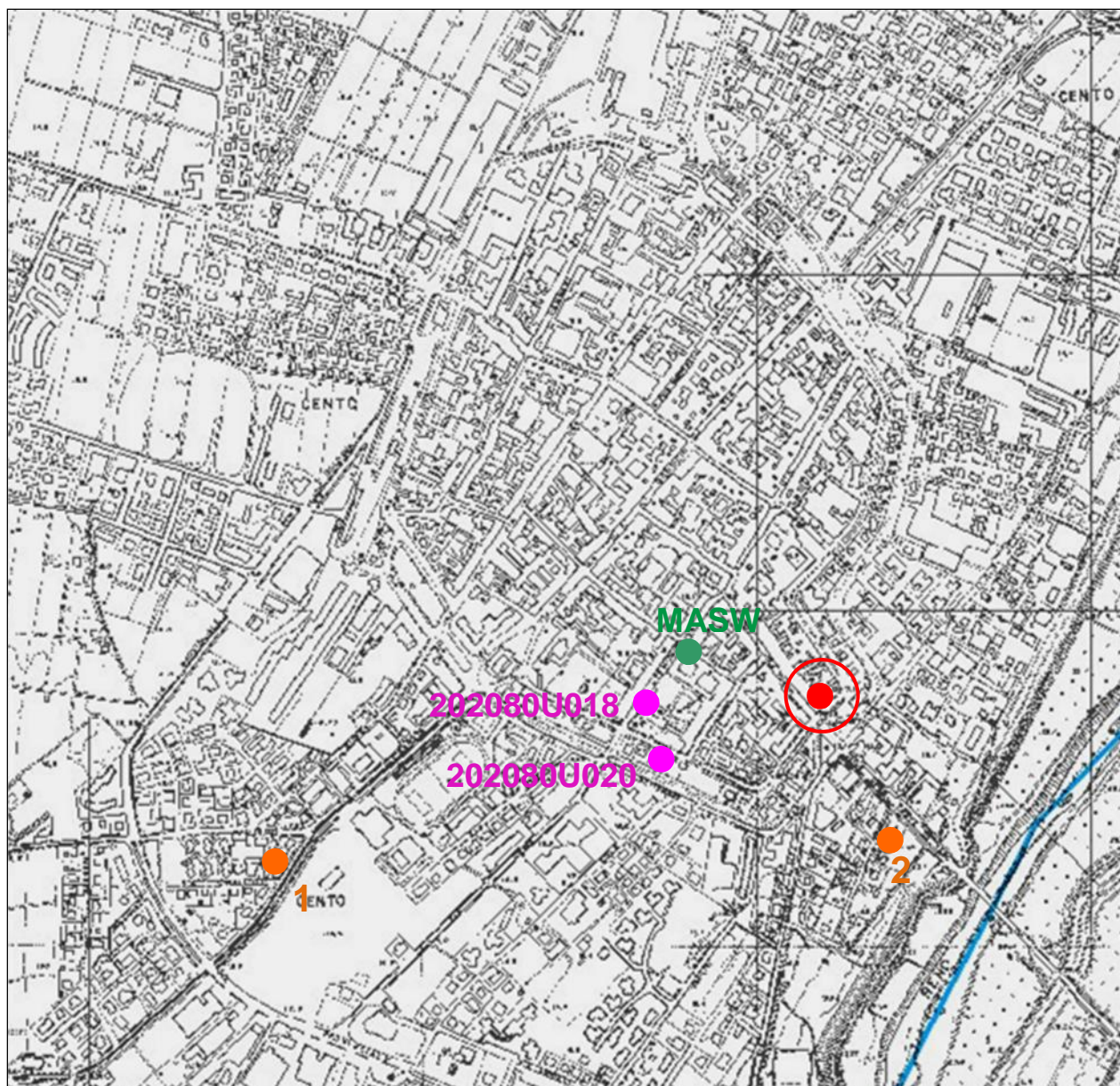
Base topografica CTR

Scala 1:10.000

Sezione 202080

**Legenda**

-  Prova CPT 15,00 m ed area indagata
-  Prove CPT 30,00 m (ns. Studio)
-  Prova sismica MASW (ns. Studio)
-  Prove CPTU >30,00 m (SGSS RER)



## 2. PROVE IN SITO

E' stata eseguita n. 1 prova penetrometrica statiche CPT spinta fino alla profondità di 15,00 m dal piano campagna (p.c.), assunto come livello di riferimento.

Non è stato possibile raggiungere profondità maggiori a causa del disancoraggio dello strumento di indagine, provocato dalla insufficiente resistenza offerta dai terreni superficiali rispetto a quelli profondi.

Per l'esecuzione della prova penetrometrica è stato utilizzato un penetrometro statico da t. 20 di spinta con punta conica tipo Begemann per la lettura della resistenza alla punta  $q_c$  ( $R_p$ ) e la resistenza all'attrito laterale locale  $f_s$  ( $R_l$ ). Maggiori dettagli sulla strumentazione e le modalità di prova sono forniti nella scheda tecnica allegata.

In corrispondenza del foro di prova sono state effettuate misure piezometriche per la determinazione del livello della falda acquifera tramite sonda piezometrica a segnalazione acustica e visiva.

Ad integrazione dei dati della prova CPT, al fine della conoscenza diretta della litostratigrafia dei terreni di fondazione per uno spessore di almeno 30 m ai sensi delle NTC2008, sono stati consultati i dati di n. 2 prove CPTU spinte alla profondità di 30,00 m pubblicate dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna (codici 202080U018 e 202080U020), n. 2 prove CPT spinte alla profondità di 30,00 m e n. 1 prova geofisica MASW a disposizione del ns. Studio.

Tali indagini sono state effettuate in un congruo intorno rispetto all'area d'indagine e la loro ubicazione viene riportata in Fig. 1.

L'ubicazione delle prove eseguite è riportata nell'allegato schizzo planimetrico.

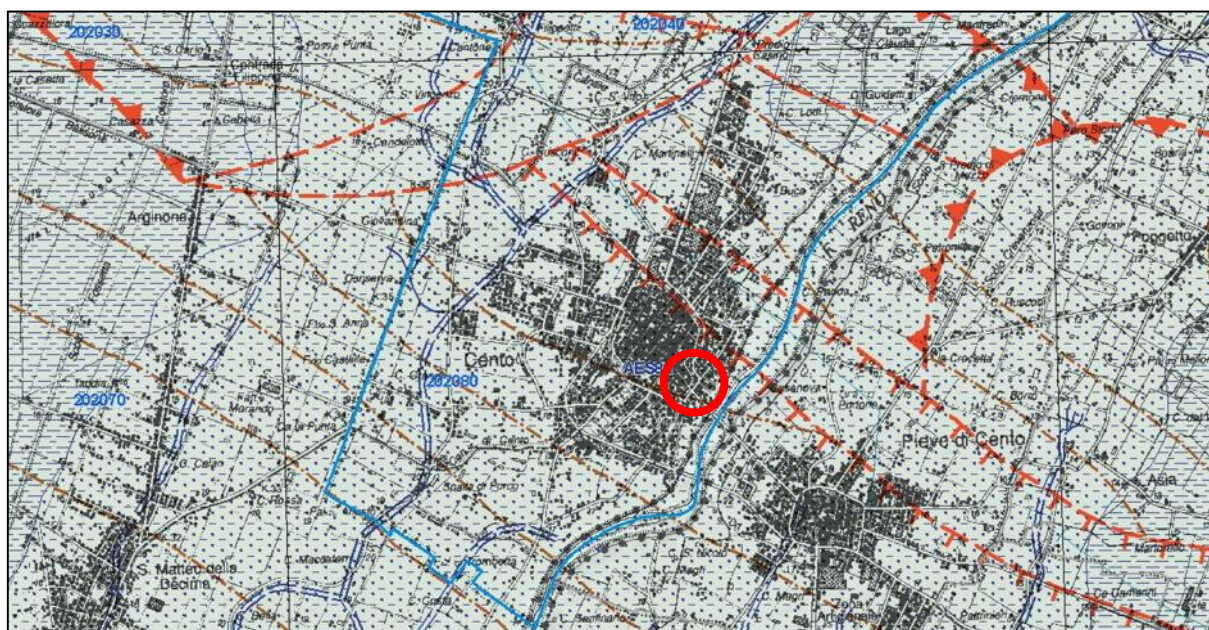
## 3. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

La Carta Geologica in scala 1:10.000 redatta dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna rappresenta l'area in esame nella sezione 202080 (Fig. 2) e individua coperture quaternarie attribuite al Subsistema di Ravenna (AES8) e in particolare all'Unità di Modena (AES8a).

I sedimenti alluvionali del Subsistema di Ravenna (AES8) sono costituiti da depositi fluviali intravallivi e di piana alluvionale, di piana di sabbia litorale e, nel settore a mare, di

prodelta e transizione alla piattaforma. Nella valle del F. Marecchia i depositi fluviali sono organizzati in 3 ordini di terrazzo con inclinazione media di 5-6 per mille. Limite superiore coincidente con il piano topografico, dato da suoli variabili da non calcarei a calcarei. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno, al tetto, colore bruno scuro e bruno scuro giallastro (10YR, 2,5Y), spessore dell'orizzonte decarbonatato da 0,3 ad 1 m e contengono reperti archeologici di età dal Neolitico al Romano. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. Limite inferiore coincidente, in affioramento, con una superficie di erosione fluviale o con il contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo al tetto di AES7. Il Subsistema contiene un'unità di rango gerarchico inferiore (AES8a) che, dove presente, ne costituisce il tetto stratigrafico. Spessore massimo di 20-25 metri.

L'età è fatta corrispondere al Pleistocene superiore – Olocene.



I depositi attribuiti all'Unità di Modena (AES8a) sono costituiti da ghiaie, sabbie, limi ed argille di canale fluviale, argine e piana inondabile; sabbie e ghiaie di cordone litorale e di barra di foce; argille e limi di prodelta e di transizione alla piattaforma. Il limite superiore è sempre affiorante e coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore

bruno olivastro e bruno grigiastro (2,5Y) al tetto, privo di reperti archeologici romani, o più antichi, non rimaneggiati e caratterizzato da una buona preservazione delle forme deposizionali originarie (es. argini e bacini interfluviali). Il limite inferiore è dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intravallive e dal contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo (o scarsamente calcareo) di epoca romana (o più antica) nelle aree di pianura. L'unità include, concettualmente, i depositi fluviali in evoluzione b1 che però, in accordo con la tradizione della cartografia geologica preesistente, sono stati cartografati separatamente. Lo spessore massimo è di 3-4 metri. Confinano con i depositi alluvionali in evoluzione (b1) e si trovano lungo i margini fluviali sia del Fiume Marecchia che del torrente Uso.

L'età è post - romana (IV-VI sec. d.C. - Attuale; datazione archeologica), corrispondente all'Olocene.

La litologia in corrispondenza dell'area indagata è costituita da argille limose e limi sabbiosi di piana alluvionale.

Il quadro strutturale è definito da un complesso sistema di faglie profonde e sovrascorrimenti ubicato a nord-est del sito, in particolare in prossimità ad esso si evidenziano due faglie dirette profonde dedotte sub-parallele con direzione NW-SE; i sistemi sono inquadrabili nell'assetto strutturale appenninico.

Dal punto di vista geomorfologico il sito risulta inserito in un territorio pianeggiante privo di fenomeni di dissesto, completamente urbanizzato e caratterizzato ad est dal corso del Fiume Reno che in questo tratto è arginato artificialmente e le cui acque risultano pensili rispetto al territorio circostante.

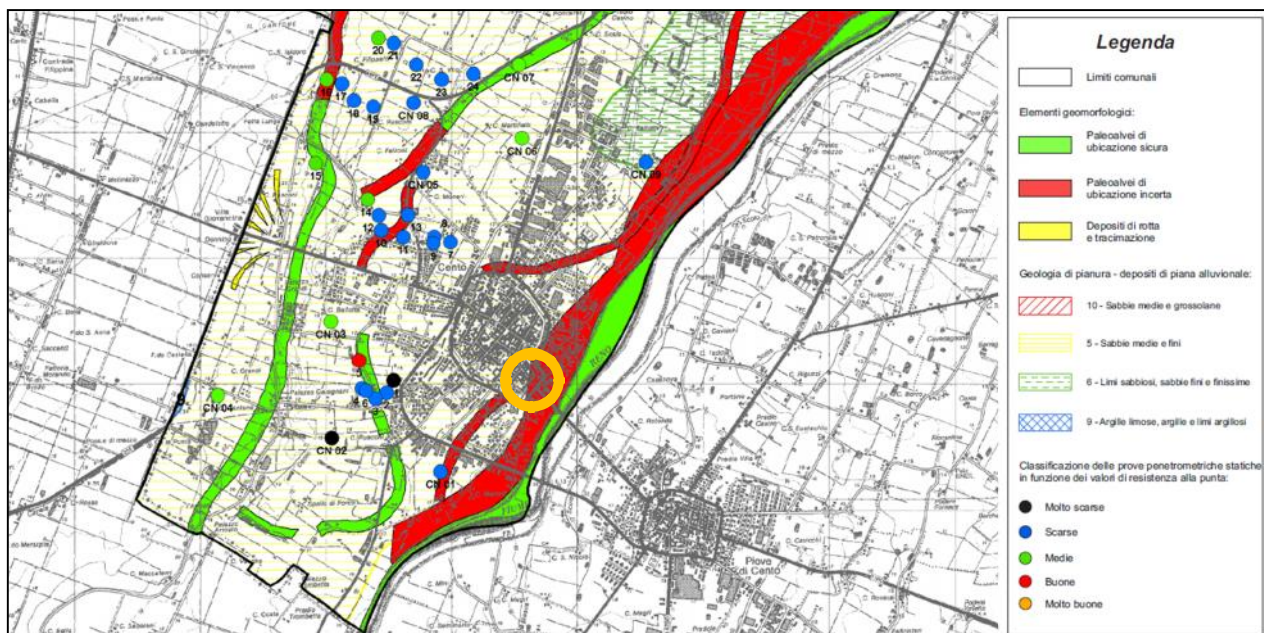
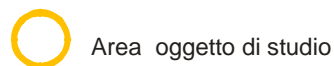
Le quote topografiche si attestano attorno a 15,0 m s.l.m.m.

Il centro abitato di Cento, in sinistra idrografica del Fiume Reno, si trova in una zona debolmente depressa tra i dossi corrispondenti agli argini del suddetto fiume a sud-est e del paleo-alveo di Via Reno Vecchio a nord-ovest (cfr. Carta geomorfologica a corredo del PSC, Fig. 3).

Fig. 3

**CARTA GEOMORFOLOGICA**  
**Tav. B2.1**  
PSC Comuni Alto Ferrarese

**Legenda**



#### 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

L'analisi della prova penetrometrica eseguita, integrata con la consultazione delle prove limitrofe, consente la ricostruzione del modello geologico e geotecnico del substrato, infatti permette di suddividere il terreno attraversato in intervalli a comportamento omogeneo per quanto riguarda la resistenza meccanica. Per ogni intervallo vengono forniti i parametri geotecnici caratteristici ai sensi del DM del 14.01.2008.

Si può così delineare la seguente successione:

**da m. 0,00 a m. 3,60 dal p.c.**

Si registrano medio-bassi valori di  $q_c$  18+/- daN/cm<sup>2</sup>, con simmetrici valori di  $f_s$  0,6+/- daN/cm<sup>2</sup> debolmente calanti con la profondità; rapporto  $q_c/f_s$  25+/-, piuttosto disperso.

La correlazione litologica di Schmertmann evidenzia uno strato di argille limo-sabbiose e sabbie limo-argillose. Le discrete resistenze riscontrate localmente negli orizzonti più superficiali, non sono da considerare ai fini progettuali, perché correlabili a fenomeni di

essiccamento con variazioni volumetriche a ciclo stagionale e per la presenza di materiali di riporto.

Coesione non drenata  $Cu_k = 0,55\pm daN/cm^2$ .

Mediocre la capacità portante, discreta e variabile la cedevolezza.

**da m. 3,60 a m. 7,00 dal p.c.**

Si registrano bassi valori di  $qc\ 11\pm daN/cm^2$  debolmente crescenti con la profondità, simmetrici valori di  $fs\ 0,7\pm daN/cm^2$ ; rapporto  $qc/fs\ 16\pm$ .

La correlazione litologica di Schmertmann evidenzia uno strato di argille organiche con intercalazioni centimetriche di argille inorganiche consistenti negli orizzonti superiori.

Coesione non drenata  $Cu_k = 0,45\pm daN/cm^2$ .

Scarsa la capacità portante, elevata la cedevolezza.

**da m. 7,00 a m. 15,00 dal p.c.**

Si registrano medi valori di  $qc\ 30\pm daN/cm^2$  debolmente crescenti con la profondità, con simmetrici valori di  $fs\ 2,0\pm daN/cm^2$ ; rapporto  $qc/fs\ 16\pm$ .

La correlazione litologica di Schmertmann evidenzia un banco di argille molto consistenti a tratti limo-sabbiose.

Coesione non drenata  $Cu_k = 0,90\pm daN/cm^2$ .

Discreta la capacità portante, mediocre la cedevolezza.

In base alle prove CPT e CPTU consultate è possibile definire la stratigrafia fino alla profondità di almeno 30,0 m da p.c..

**da m. 15,00 a m. 19,00 dal p.c.**

Si registrano medio-alti valori di  $qc\ 25\pm daN/cm^2$ , con simmetrici valori di  $fs\ 1,2\pm daN/cm^2$ ; rapporto  $qc/fs\ 20\pm$ , piuttosto disperso.

La correlazione litologica di Schmertmann evidenzia uno strato di argille limose consistenti con passaggi a limi sabbiosi e ad argille organiche.

Coesione non drenata  $Cu_k = 0,85\pm daN/cm^2$ .

Discreta la capacità portante, discreta la cedevolezza.

**da m. 19,00 a m. 21,00 dal p.c.**

Si registrano alti valori di  $qc\ 80\pm daN/cm^2$ , con medi valori di  $fs\ 0,5\pm daN/cm^2$ ; rapporto FR basso.

La correlazione litologica di Schmertmann evidenzia uno strato di sabbie.

Buona la capacità portante, scarsa la cedevolezza.

**da m. 21,00 a m. 23,00 dal p.c.**

Si registrano medi valori di qc 18+/- daN/cm<sup>2</sup>, con simmetrici valori di fs 0,9+/- daN/cm<sup>2</sup>; rapporto FR 4+/-.

La correlazione litologica di Schmertmann evidenzia uno strato di argille compatte.

Mediocre la capacità portante, mediocre la cedevolezza.

**da m. 23,00 a m. 25,00 dal p.c.**

Si registrano alti e alterni valori di qc 60+/- daN/cm<sup>2</sup>, con bassi valori di fs 0,8+/- daN/cm<sup>2</sup>; rapporto FR basso.

La correlazione litologica di Schmertmann evidenzia uno strato di sabbie.

Buona la capacità portante, scarsa la cedevolezza.

**da m. 25,00 a m. 30,00 dal p.c.**

Si registrano medi valori di qc 20+/- daN/cm<sup>2</sup>, con simmetrici valori di fs 1,5+/- daN/cm<sup>2</sup>; rapporto FR 5+/-.

La correlazione litologica di Schmertmann evidenzia uno strato di argille compatte.

Mediocre la capacità portante, mediocre la cedevolezza.

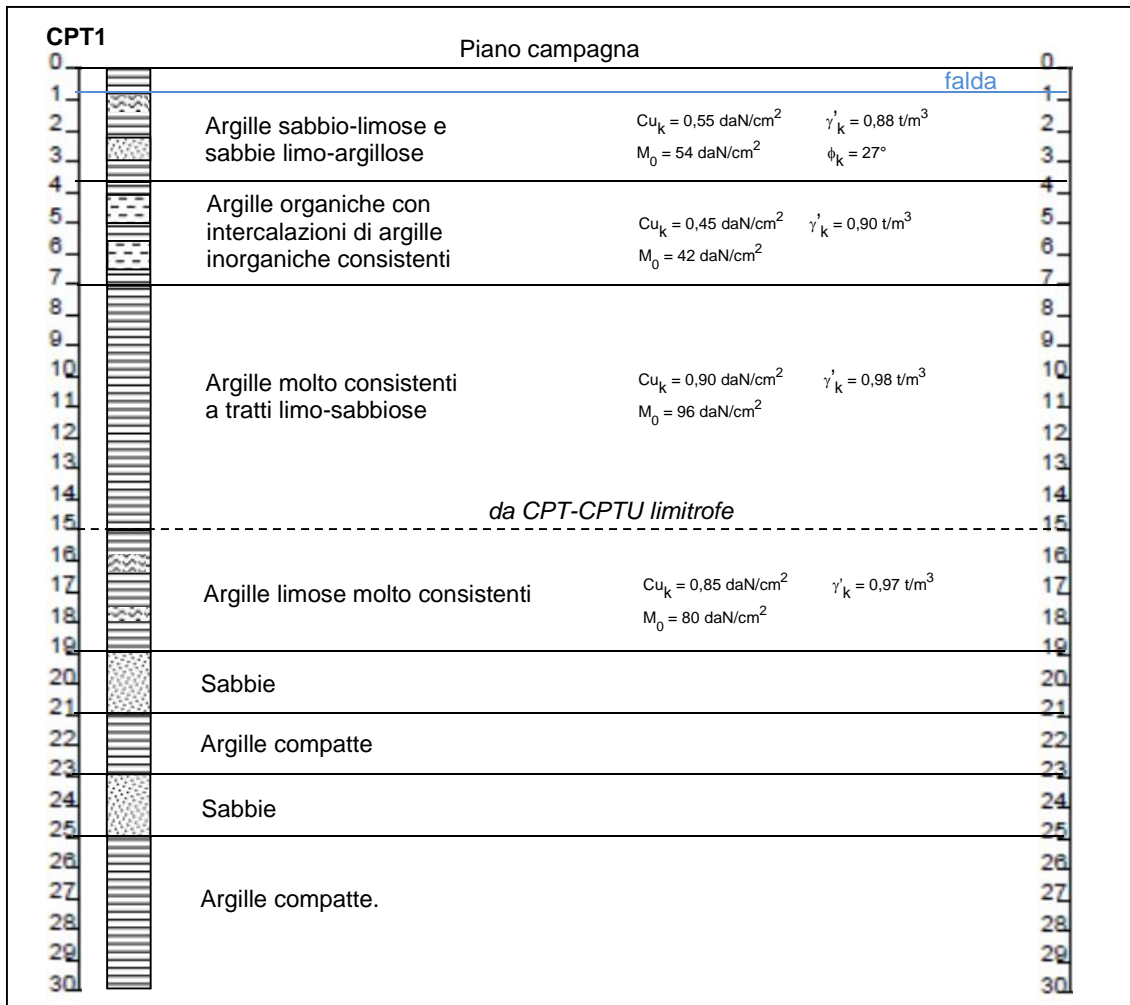
Si tratta di terreni di età olocenica con una discreta omogeneità laterale; l'ambiente di sedimentazione è complessivamente di tipo palustre, diventando in parte fluviale per i sedimenti profondi oltre 19 m dal p.c.

Al momento delle prove il livello statico della falda è stata registrata alla quota di -0,70 m dal p.c.

Dall'osservazione dei dati storici reperiti presso le banche dati consultabili della Regione Emilia Romagna, si stima un'oscillazione stagionale della falda indicativamente compresa tra -0,50 m e -1,70 m da p.c., prevalentemente in funzione del livello del Fiume Reno ed in misura minore a seconda dell'andamento delle precipitazioni meteoriche.

Di seguito viene illustrato il modello geotecnico schematico.

## Modello geotecnico



## 5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Il territorio del Comune in oggetto è stato classificato sismico in zona 3 come area di nuova classificazione dall'Ordinanza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003.

Le zone previste sono n. 4 con sismicità decrescente dalla zona 1 alla zona 4, in base ad un valore di accelerazione di picco al suolo roccioso ( $a_g$ ); in seguito all'OPCM 3519 del 28.04.2006 ciascuna zona è individuata mediante valori di accelerazione massima del suolo  $a_g$  con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferiti a suoli rigidi caratterizzati da  $V_{s30} > 800$  m/s, secondo lo schema seguente.

ZONA	ag con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni	ag massima di ancoraggio dello spettro di risposta elastico
1	0,25 <ag 0,35 g	0,35 g
2	0,15 <ag 0,25 g	0,25 g
3	0,05 <ag 0,15 g	0,15 g
4	ag 0,05 g	0,05 g

In Emilia Romagna non è presente la zona 1 e solo alcuni comuni della provincia di Piacenza, uno di Reggio Emilia e tre di Ferrara sono stati attribuiti alla zona 4; tutti gli altri comuni sono in zona 2 e soprattutto in zona 3.

Con il D.M. del 14.01.2008 recante le nuove "Norme Tecniche per le Costruzioni" le zone 1, 2 e 3 sono state suddivise in sottozone caratterizzate da valori di ag intermedi rispetto a quelli minimo e massimo della rispettiva zona su una griglia a maglie quadrate e passando quindi da una classificazione a livello comunale a una definizione puntuale dei valori di accelerazione di riferimento.

La norma prevede una classificazione sismica dei terreni di fondazione, da eseguirsi in base ai valori della velocità media delle onde S in 30 m ( $V_{s30}$ ) oppure in base ai dati di prove SPT o al valore medio della coesione non drenata  $Cu_{30}$ ; nonché alla valutazione dell'eventuale rischio di liquefazione in condizioni dinamiche.

#### Categorie di suolo di fondazione:

<b>A</b>	Ammassi rocciosi o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30} > 800$ m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m
<b>B</b>	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 $V_{s30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt30} > 50$ nei terreni a grana grossa, $Cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)
<b>C</b>	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 $V_{s30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt30} < 50$ nei terreni a grana grossa, $70 < Cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)
<b>D</b>	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 $V_{s30} < 180$ m/s (ovvero $N_{spt30} < 15$ nei terreni a grana grossa, $Cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)
<b>E</b>	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{s30} > 800$ m/s)
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s (ovvero $10 < Cu_{30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche
<b>S2</b>	Deposito di terreni suscettibili a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti

In ogni specifico sito il moto sismico è definito da uno spettro di risposta elastico la cui forma dipende dalla combinazione del tipo di terreno e della zona di appartenenza attraverso l'uso di definiti coefficienti (coefficiente stratigrafico  $S_s$  e periodi di oscillazione  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ ), dal periodo di oscillazione della struttura  $T_0$ , dall'accelerazione al suolo  $a_g$  e dal fattore che tiene conto dello smorzamento viscoso della struttura.

In base a ormai diffuse e note correlazioni empiriche dai valori di resistenza forniti dalle prove CPT si possono ottenere i valori della coesione non drenata  $C_u$ , riportati nella tabella allegata "parametri geotecnici" e il valore medio di  $N_{spt}$  per gli strati granulari.

La stratigrafia individuata fino a 15,00 m di profondità è prevalentemente di natura coesiva ed è caratterizzata da un valore di coesione medio  $C_u = 76$  kPa; dalle prove geotecniche consultate si desume che la resistenza dei terreni e la loro coesione aumentano con la profondità.

Il valore della velocità delle onde di taglio  $S$  si può ottenere attraverso la correlazione:

$$V_{s1} = ASF \cdot A \cdot (q_{c1N})^\alpha \text{ (Giretti, D. et al., 2007);}$$

dove  $q_{c1N} = (qc/pa)(pa/\sigma'v)^{0,5}$ ;  $pa$  = pressione atmosferica;  $ASF = 1$ ,  $A$  e  $\alpha$  = coefficienti empirici riferiti alle diverse litologie (Argilla:  $A=80,64$ ,  $\alpha=0,28$ ; Limo:  $A=77,83$ ,  $\alpha=0,24$ ; Sabbia:  $A=53,64$ ,  $\alpha=0,33$ ).

Il banco di terreni compresi nello spessore indagato con CPT1 fino a 15,00 m dal p.c. è caratterizzato da valore  $V_{s15} = 183,8$  m/s.

I dati della prova geofisica MASW eseguita nelle immediate vicinanze del sito in esame permettono di definire che il banco di terreni compresi fino alla profondità di 30,00 m dal p.c. è caratterizzato dal valore  $V_{s30} = 209$  m/s.

In base a tali valutazioni, il suolo di fondazione in oggetto viene attribuito alla **categoria C** "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  $V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{spt30} < 50$  nei terreni a grana grossa,  $70 < C_u30 < 250$  kPa nei terreni a grana fina)".

Ai sensi del DM del 14.01.2008 i parametri sismici per tempi di ritorno di 475 anni ovvero per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) e per classe d'uso II, calcolati tramite media ponderata, presentano i valori riportati sintetizzati di seguito (elaborazioni tramite INGV "Spettri NTC ver. 1.0.3"):

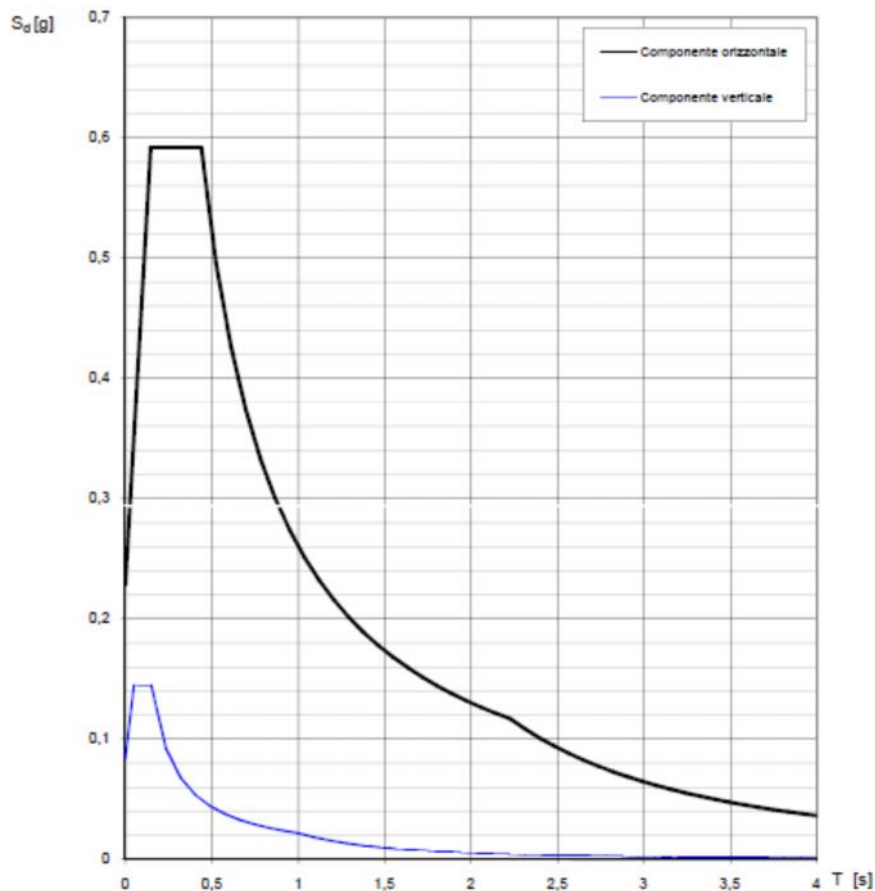
$a_g (g) = 0,157$        $F_0 = 2,591$        $T_C = 0,273$   
 $S_s = 1,460$                $C_c = 1,610$

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C$ [s]
SLO	30	0,044	2,507	0,256
SLD	50	0,056	2,483	0,269
SLV	475	0,157	2,591	0,273
SLC	975	0,209	2,536	0,279

Di seguito viene fornito lo spettro di risposta elastico relativo, ricavato considerando una probabilità di superamento del 10% in 50 anni equivalente al tempo di ritorno di 475 anni, per la determinazione dell'azione sismica di progetto (elaborazione tramite INGV "Spettri NTC ver. 1.0.3"). Per la definizione dello spettro sono stati utilizzati valori di  $q = 1,5$  e  $q_0 = 3$ , nella condizione di fabbricato regolare in altezza.

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



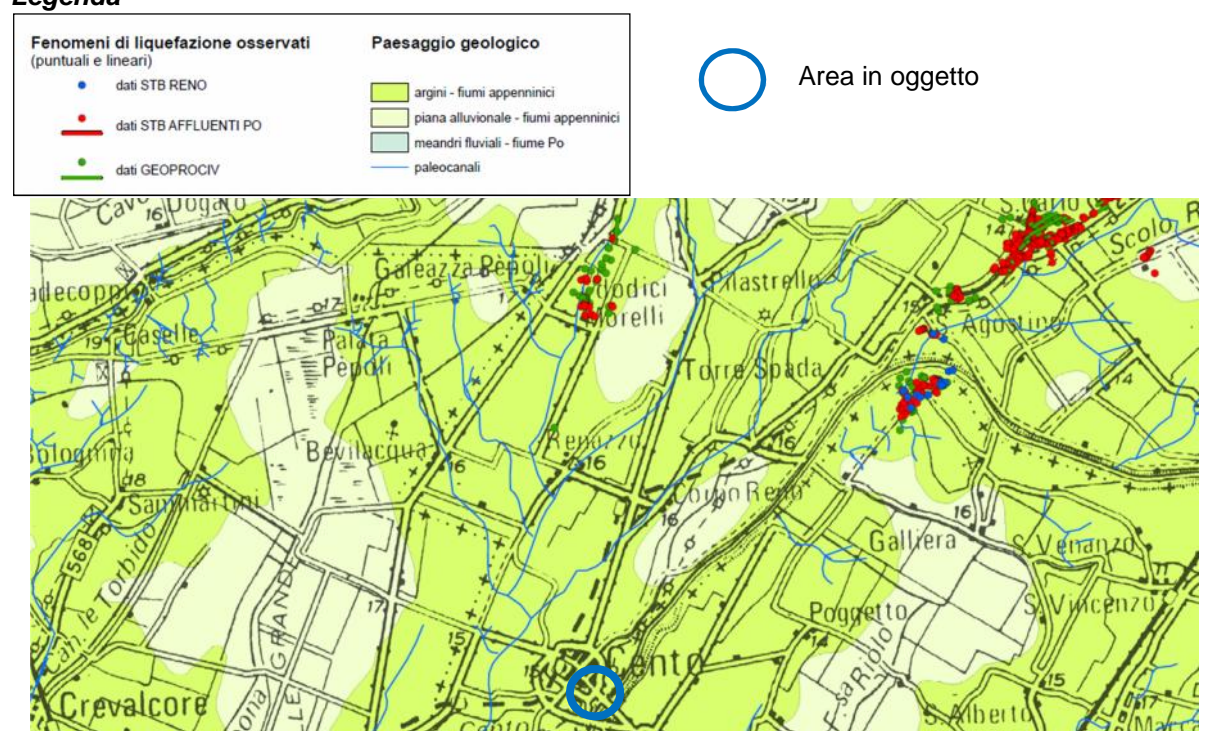
## 5.1 Verifica del rischio di liquefazione

I terreni granulari a granulometria monodimensionale immersi in acqua di falda potrebbero essere suscettibili a fenomeni di liquefazione in condizioni dinamiche<sup>1</sup>; tale rischio va valutato entro i 15 m di profondità ai sensi delle NTC2008 e nei 20 m di profondità ai fini della microzonazione sismica secondo gli atti di indirizzo della Regione Emilia Romagna (Del. Ass. Legisl. RER 112/2007).

**Fig. 4**

Regione Emilia Romagna  
**Carta degli effetti di liquefazione osservati dopo i terremoti del 20 e 29 Maggio 2012**  
Rilievi aggiornati al 7 Giugno 2012

### Legenda



La maggiore scossa sismica del 20.05.2012 ha innescato diversi fenomeni di liquefazione delle sabbie del sottosuolo soprattutto nei comuni dell'alto ferrarese, in corrispondenza di gran parte dei paleo-argini e dei paleo-alvei.

La Carta degli effetti della Liquefazione del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna (Fig. 4) non individua fenomeni di questo tipo in un largo intorno del sito indagato, il quale non è stato interessato da emersioni di sabbie o da altri fenomeni riconducibili alla liquefazione dei terreni.

<sup>1</sup> Ad es.: Crespellani T., Nardi R. e Simoncini C., 1988 – La liquefazione del terreno in condizioni sismiche. Zanichelli, Bologna.

Le Mappe per la Microzonazione Sismica definite dall'Ordinanza della Regione Emilia Romagna n. 70/2012 nella versione del 14.10.2013 inseriscono il sito in oggetto nelle aree LQ2 ovvero alle zone con presenza di orizzonti liquefacibili tra 10 e 20 m di profondità e con substrato a profondità uguale o maggiore a 120 m.

La prova geotecnica più vicina, all'interno del complesso ospedaliero adiacente il sito in esame, utilizzata per lo studio pubblicato dal Servizio Geologico della Regione Emilia Romagna individua l'assenza di orizzonti liquefacibili entro i 20 m di profondità.

La stratigrafia del sito in oggetto fino alla profondità di 19,00 m non presenta strati granulari se non nei terreni superficiali con una componente argillosa e limosa.

Sulla verticale d'indagine della prova CPT1 è stata effettuata la verifica del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (modificato, 2008), utilizzando una magnitudo di riferimento  $M = 6,14$  in conformità con quanto stabilito dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia per la zona sismogenetica 912 della Dorsale Ferrarese e con i parametri sismici definiti per la categoria C e per la classe d'uso II.

Come soglia del fattore di sicurezza si utilizza il valore di 1,0 definito dalla normativa vigente incrociandolo con il valore di 1,4 come invece suggerito recentemente da Facciorusso, J. (2008)<sup>2</sup>, specificatamente per il metodo di Robertson e Wride e in base a studi eseguiti soprattutto nella zona costiera dell'Emilia Romagna (cfr. Appendice).

I dettagli teorici ed i risultati della verifica sono esposti in appendice.

Si evidenzia che nella CPT eseguita in sito, fino alla profondità di 15,00 m, sono presenti n. 3 livelli dello spessore variabile tra 20 e 40 cm liquefacibili rispettivamente alle profondità di 1,60-1,80, 2,40 e 3,00-3,20 m dal p.c.

A questi si aggiungono n. 4 livelli di 20 cm con  $F_s$  compreso tra 1,00 e 1,4 entro la profondità di 3,40 m.

Gli indici di liquefazione sono elevati, ma vanno interpretati alla luce della distribuzione verticale degli orizzonti interessati.

La consultazione della verifica del rischio di liquefazione effettuata sulla base dei dati geofisici pervenuti dalla prova MASW eseguita nelle immediate vicinanze del sito in esame, definisce valori di  $V_s$  superiori alla soglia di liquefacibilità ( $V_s > 210$  m/sec) e pertanto escludono il rischio di liquefazione. Si evidenzia che le prove penetrometriche statiche CPT eseguite in adiacenza alla prova MASW sono ben correlabili con quella del sito in esame.

---

<sup>2</sup>Facciorusso J., 2008 –“Calcolo del Potenziale di Liquefazione su vasta scala: approccio deterministico e approccio probabilistico” – Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica.

Sulla base di tali valutazioni, considerando che la prova CPT è stata eseguita su terreni liberi e che la presenza del fabbricato, insistendo da tempo sui terreni di fondazione, compie un effetto di consolidamento e stabilizzante nei confronti della liquefazione, si può complessivamente escludere il rischio di liquefazione in condizioni dinamiche nel sito indagato e si ritiene possibile la progettazione tramite l'approccio semplificato ai sensi delle NTC 2008.

## 6. VERIFICA DELLA STABILITÀ GLOBALE

In base ad una valutazione complessiva del modello geomeccanico dei terreni investigati, e considerando le caratteristiche dei manufatti su di essi fondati, il valore della resistenza dei terreni di fondazione viene determinato sulla base delle prove penetrometriche utilizzando la formula della capacità unitaria portante per fondazioni nastriformi e a plinto dovuta a Terzaghi ed altri:

$$q_d = c N_c (S_c d_c) + \gamma D (N_q S_q d_q) + 1/2 \times B N_{\gamma} (1 - 0,2 B/L)$$

dove:

$N_i = D_i$	=	fattori di capacità legati al valore di $w_l$ (angolo di attrito interno)	
$c = c_u$	=	coesione non drenata ( $R_p/20$ De Beer) ( $(R_p - \tau_v)/14$ Begemann)	
$\gamma$	=	peso di volume del terreno immerso in acqua 0,0007 daN/cm <sup>3</sup> - 0,00065 daN/cm <sup>3</sup> .	
$\gamma_l$	=	peso di volume del terreno 0,0017 daN/cm <sup>3</sup>	
$D$	=	incastro delle fondazioni	
$S_c$	=	$1 + B/L (N_q/N_c)$	fattori di correzione
$d_c$	=	$1 + 0,2 D/B$	per fondazioni
$S_q$	=	1	a nastro e a plinto
$d_q$	=	1	
$B$	=	larghezza della fondazione	
$L$	=	lunghezza della fondazione	

Si prevede la posa in opera di fondazioni superficiali: nel caso di fondazioni a nastro, in base alla teoria delle tensioni ammissibili, utilizzata per puro riferimento storico e orientativo, sostituendo si ottiene:

$$q_d = 0,45 \times 5,14 \times 1,13 = 2,61 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_a \text{ (pressione ammissibile)} = 2,61 / 3 \text{ (fattore di sicurezza)}$$

$$= 0,87 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica di stabilità relativa allo stato limite ultimo (SLU) per il complesso terreno-opera ai sensi del D.M. del 14.01.2008 viene confermata qualora sia verificata la disequazione:

$$E_D > R_D$$

dove  $E_D$  è il valore di progetto dell'azione e  $R_D$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Per quanto riguarda la valutazione della resistenza del terreno agli stati limite  $R_D$  e dell'azione di progetto  $E_D$  ai sensi del DM del 14.01.2008, si opta per la valutazione allo stato limite ultimo (SLU) utilizzando l'approccio 1, che prevede n. 2 diverse combinazioni dei fattori di sicurezza (combinazione 1 -STR valida per lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione, combinazione 2 - GEO riferita allo stato limite di resistenza del terreno).

Si calcolano i valori di  $r_d$ , considerando che  $R_D = r_d \times A$ , dove  $A$  è l'area della fondazione.

**Approccio 1 – combinazione 1 STR**

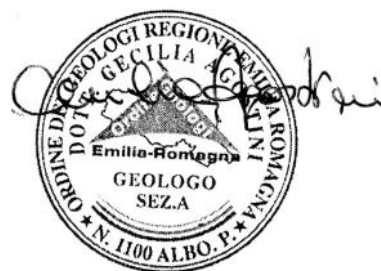
$$r_d = (45 \times 5,14 \times 1,13) \text{ kPa} = 261,3 \text{ kPa}$$

**Approccio 1 – combinazione 2 GEO**

$$r_d = (45/1,4 \times 5,14 \times 1,13) / 1,8 \text{ kPa} = 103,7 \text{ kPa}$$

**Approccio 2**

$$r_d = (45 \times 5,14 \times 1,13) / 2,3 \text{ kPa} = 113,6 \text{ kPa}$$



In condizioni sismiche, si utilizzano i coefficienti sismici orizzontale e verticale e i fattori riduttivi di Paolucci & Pecker (1997) per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma su  $R_D$ .

Tali valutazioni valgono solo per terreni attribuibili alla categoria C e sono da rivedere nell'eventualità di Studio di Risposta Sismica Locale.

$$k_h = \beta_s a_g S; \quad z_c = 1 - 0,32 k_h$$

Nel caso considerato:  $k_h = 0,055$  e pertanto  $z_c = 0,982$ .

Tramite la combinazione 2 dell'approccio 1, più cautelativa nei riguardi del dimensionamento geotecnico, si ottiene:

$$r_d = (45/1,4 \times 5,14 \times 1,13 \times 0,982) / 1,8 \text{ kPa} = 101,84 \text{ kPa}$$

È possibile eseguire le verifiche di stabilità confrontando i valori di  $r_d$  per l'area di fondazione con i carichi progettuali ( $E_D$ ).

### Verifica allo slittamento

La resistenza offerta dal terreno lungo il piano di fondazione è pari a:

$$r_d = c_{u_d} = 45/1,4 = 32,14 \text{ kPa}$$

La verifica di sicurezza rispetto allo slittamento risulta soddisfatta qualora il  $F_s = r_d/T_k > 1$ , dove  $T_k$  è il carico orizzontale.

## 7. CEDIMENTI

Qualora gli interventi di ristrutturazione e/o consolidamento dei fabbricati non provochino un aumento e/o una diversa distribuzione dei carichi, i cedimenti attesi saranno di entità nulla o trascurabile dal momento che i medesimi manufatti insistono sui terreni da diversi anni e pertanto il loro consolidamento si è già manifestato.

Nel caso di diverse soluzioni progettuali si potranno valutare i cedimenti attesi in funzione dei parametri geotecnici forniti e prestando particolare attenzione ai sedimenti compresi tra 3,60 e 4,20 m dal p.c. per la loro cedevolezza.

### **7.1 Cedimenti post-sismici**

I cedimenti post-sismici sono stati valutati in base alle indicazioni dell' "Atto di indirizzo e coordinamento tecnico" adottato con Delibera dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia - Romagna n. 112/2007.

La stratigrafia del sito in oggetto presenta dei terreni coesivi caratterizzati da coesione non drenata  $c_u = 70 \text{ kPa}$  tra 3,60 e 7,00 m circa dal p.c.; il livello statico della falda freatica è stato individuato attorno a -0,70 m dal p.c.

Il cedimento post-sismico dei terreni coesivi va valutato nel caso in cui questi siano caratterizzati da coesione non drenata  $c_u = 70 \text{ kPa}$  e indice plastico  $I_p = 30\%$  e risulta significativo ai fini progettuali solo se il rapporto dell'incremento delle pressioni interstiziali e della tensione verticale efficace ( $ru = \Delta u / \sigma'_{vo}$ ) risulta maggiore o uguale a 0,3.

Tale rapporto può essere valutato in modo orientativo in funzione della deformazione indotta dal sisma negli strati di terreno secondo la correlazione di Dorby (1989).

Deformazione %  $\gamma = 0,65 \cdot a_g \cdot S \cdot \sigma_{vo} \cdot r_d \cdot 1/G$

Dove:

$a_g$  = accelerazione di riferimento

$S$  = fattore di amplificazione sismica

$\sigma_{vo}$  = carico litostatico dei terreni in termini di tensioni totali

$r_d$  = fattore di profondità dello strato (1-0,00766z per z<9,15 m; 1,174-0,0267z per 9,15<z<23 m)

$G$  = valore ridotto di  $G_0$  in funzione dell'accelerazione (AGI, 2005)

$G_0$  = modulo di taglio alle piccole deformazioni =  $406 (qc)^{0,695} e^{-1,13}$

Per il calcolo del cedimento post-sismico si utilizza l'equazione

$$\Delta H = H \frac{\alpha \cdot Cr}{1 + e_o} \log (1/(1 - ru))$$

Dove:

$\alpha$  = costante sperimentale compresa tra 1 e 1,5, si assume 1,25

$e_o$  = indice dei vuoti iniziale (valore desunto dal confronto con terreni simili)

$Cr$  = indice di riconsolidazione post-ciclica = 0,225  $C_c$  dove  $C_c = 0,0348 + 0,0162 I_p$

$ru$  =  $\Delta u / \sigma'_{vo}$

**CPT 1**

prof.	H	$\alpha$	Cr	$e_o$	$ru = \Delta u / \sigma'_{vo}$	$\epsilon_{vr}$	UH1
360 700	340	1,25	0,096	1,098	0,21	0,00588	2,00
							<b>2,00</b>

Le valutazioni sono significative ai fini ingegneristici qualora  $ru$  risulti maggiore a 0,3, ma si è optato di valutare in modo cautelativo il cedimento post-sismico anche quando il valore è inferiore a tale soglia.

## 8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Si dà parere favorevole per la edificazione nell'area, con le precisazioni sopra esposte, con un carico massimo di  $0,87 \text{ daN/cm}^2$  in termini di tensioni ammissibili a titolo storico e orientativo in fase preliminare.

Le resistenze valutate secondo la teoria degli stati limite ultimi valgono:

### **Approccio 1 – combinazione 1 STR**

$$rd = (45 \times 5,14 \times 1,13) \text{ kPa} = 261,3 \text{ kPa}$$

### **Approccio 1 – combinazione 2 GEO**

$$rd = (45/1,4 \times 5,14 \times 1,13) / 1,8 \text{ kPa} = 103,7 \text{ kPa}$$

### **Approccio 2**

$$rd = (45 \times 5,14 \times 1,13) / 2,3 \text{ kPa} = 113,6 \text{ kPa}$$

### **Condizioni sismiche:**

$$rd = (45/1,4 \times 5,14 \times 1,13 \times 0,982) / 1,8 \text{ kPa} = 101,84 \text{ kPa}$$

È possibile eseguire le verifiche di stabilità confrontando i valori di  $rd$  per l'area di fondazione con i carichi progettuali ( $E_D$ ).

L'Ordinanza del PCM n. 3274/2003, così come recepita dal DM del 14.01.2008, ha attribuito il territorio comunale di Cento alla zona sismica 3: l'analisi sismica, effettuata in base alla stratigrafia dei terreni definita per uno spessore di 30 m dal p.c. ed alla prova geofisica MASW nelle immediate vicinanze del sito, permette di attribuire il deposito sedimentario alla **categoria C**.

I parametri sismici per tempi di ritorno di 475 anni (SLV), calcolati tramite media ponderata, presentano i seguenti valori in riferimento alla categoria C e alla classe d'uso II:

$$ag(g) = 0,157 \quad F_0 = 2,591 \quad T_C = 0,273$$

$$S_s = 1,460 \quad C_c = 1,610$$

In base alle verifiche della suscettibilità a liquefazione dei terreni granulari in condizioni dinamiche in base sia ai dati geotecnici della CPT1 sia a quelli sismici della MASW, considerando anche l'effetto stabilizzante nei confronti della liquefazione svolto dal fabbricato esistente, si può concludere che nel sito indagato non sussiste il rischio di liquefazione.

In fase progettuale è opportuno considerare la presenza sia dei terreni superficiali suscettibili a variazioni volumetriche per essiccamento, sia dei terreni argillosi organici compressibili e realizzare un complesso fondale abbastanza rigido e mantenere il piano di posa delle fondazioni abbastanza profondo, almeno 100 – 120 cm dal p.c..

Si rimandano ad un'eventuale indagine più approfondita in fase progettuale la quantificazione del carico limite, la valutazione dell'effettiva entità dei cedimenti e l'esecuzione di una specifica prova sismica.

Sant'Agostino, li 18.12.2014

dott. Geol. Cecilia Agostini

*In collaborazione con:*

Dott. Geol. Alessandro Domeneghetti



**SCHIZZO PLANIMETRICO  
CON  
UBICAZIONE DELLE PROVE**

**Legenda**

• **CPT1** Prova penetrometrica statica



Comune di Cento  
Foglio 63, particelle 490 e 414 (parte)

## METODOLOGIA E RISULTATI DELL'INDAGINE

Le prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ( $v = 2 \text{ cm/s} \pm 0.5 \text{ cm/s}$ ).

La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta ( martinetto idraulico ) opportunamente ancorato al suolo (ovvero zavorrato), che agisce su una batteria doppia di aste (aste esterne cave e aste interne piene coassiali) , alla cui estremità inferiore è collegata la punta.

Lo sforzo necessario per l' infissione viene determinato a mezzo di un opportuno sistema di misura, collegato al martinetto idraulico.

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

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

- diametro di base del cono  $\varnothing = 35.7 \text{ mm}$
- area della punta conica  $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo apertura del cono  $\alpha = 60^\circ$
- superf.laterale manicotto  $A_m = 150 \text{ cm}^2$ .

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

Nei diagrammi e tabelle allegate sono riportati i seguenti valori di resistenza (rilevati dalle letture di campagna, durante l'infissione dello strumento) :

- $q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$  = resistenza alla punta(conica)
- $f_s \text{ (kg/cm}^2\text{)}$  = resistenza laterale (manicotto)

( la resistenza alla punta  $q_c$  e la resistenza laterale  $f_s$  sono rilevate a intervalli regolari di 20 cm).

## 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. =  $150 \text{ cm}^2$ )
- 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)  $C_t = \text{SPINTA (Kg) / LETTURA DI CAMPAGNA}$

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

fase 2 - resistenza laterale locale  $f_s$  ( Kg /  $\text{cm}^2$ ) = [(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/ $\text{m}^2$  = 0,001 MN/ $\text{m}^2$  = 0,001 MPa  $\approx$  0,1 t/ $\text{m}^2$  = 0,01 kg/ $\text{cm}^2$

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

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

1 t = 1000 kg  $\approx$  10 kN

## LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

Valutazioni in base al rapporto:  $F = (qc / fs)$

( Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977 )

valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

F = qc / fs	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
F < 15	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
15 < F ≤ 30	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
30 < F ≤ 60	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
F > 60	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di qc e di  $FR = (fs / qc) \%$  :

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$  di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato ( inalterato ) , per depositi coesivi.



**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA**  
**LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI**

**CPT**

**1**

riferimento

**110-2014**

n° verb.accett.

Committente: **PROEDIL SRL**  
Cantiere: **PIANO DELLA RICOSTRUZIONE**  
Località: **CENTO**

U.M.: **kg/cm<sup>2</sup>** Data esec.: **17/12/2014**  
Pagina: **1**  
Elaborato: **Falda: -0,70 m da p.c.**

H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc kg/cm <sup>2</sup>	fs kg/cm <sup>2</sup>	F -	Rf %	H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc kg/cm <sup>2</sup>	fs kg/cm <sup>2</sup>	F -	Rf %
0,20				0,00	1,13	0									
0,40	17,0	34,0		17,00	1,13	15	6,6								
0,60	17,0	34,0		17,00	1,07	16	6,3								
0,80	30,0	46,0		30,00	0,80	38	2,7								
<b>1,00</b>	14,0	26,0		14,00	0,80	18	5,7								
1,20	9,0	21,0		9,00	0,67	13	7,4								
1,40	10,0	20,0		10,00	0,53	19	5,3								
1,60	22,0	30,0		22,00	0,80	28	3,6								
1,80	22,0	34,0		22,00	0,47	47	2,1								
<b>2,00</b>	18,0	25,0		18,00	0,67	27	3,7								
2,20	9,0	19,0		9,00	0,53	17	5,9								
2,40	17,0	25,0		17,00	0,33	52	1,9								
2,60	10,0	15,0		10,00	0,60	17	6,0								
2,80	18,0	27,0		18,00	0,60	30	3,3								
<b>3,00</b>	21,0	30,0		21,00	0,53	40	2,5								
3,20	22,0	30,0		22,00	0,60	37	2,7								
3,40	18,0	27,0		18,00	0,67	27	3,7								
3,60	9,0	19,0		9,00	0,40	23	4,4								
3,80	8,0	14,0		8,00	0,60	13	7,5								
<b>4,00</b>	10,0	19,0		10,00	0,47	21	4,7								
4,20	9,0	16,0		9,00	0,60	15	6,7								
4,40	11,0	20,0		11,00	0,67	16	6,1								
4,60	12,0	22,0		12,00	0,67	18	5,6								
4,80	10,0	20,0		10,00	0,60	17	6,0								
<b>5,00</b>	10,0	19,0		10,00	0,67	15	6,7								
5,20	12,0	22,0		12,00	0,73	16	6,1								
5,40	12,0	23,0		12,00	0,87	14	7,3								
5,60	11,0	24,0		11,00	0,80	14	7,3								
5,80	10,0	22,0		10,00	0,80	13	8,0								
<b>6,00</b>	10,0	22,0		10,00	0,73	14	7,3								
6,20	11,0	22,0		11,00	0,73	15	6,6								
6,40	14,0	25,0		14,00	1,00	14	7,1								
6,60	14,0	29,0		14,00	1,00	14	7,1								
6,80	13,0	28,0		13,00	1,20	11	9,2								
<b>7,00</b>	15,0	33,0		15,00	1,20	13	8,0								
7,20	17,0	35,0		17,00	1,13	15	6,6								
7,40	16,0	33,0		16,00	1,27	13	7,9								
7,60	17,0	36,0		17,00	1,07	16	6,3								
7,80	19,0	35,0		19,00	1,33	14	7,0								
<b>8,00</b>	19,0	39,0		19,00	1,27	15	6,7								
8,20	22,0	41,0		22,00	1,40	16	6,4								
8,40	23,0	44,0		23,00	1,40	16	6,1								
8,60	25,0	46,0		25,00	1,67	15	6,7								
8,80	27,0	52,0		27,00	1,60	17	5,9								
<b>9,00</b>	32,0	56,0		32,00	1,67	19	5,2								
9,20	27,0	52,0		27,00	1,47	18	5,4								
9,40	27,0	49,0		27,00	1,60	17	5,9								
9,60	30,0	54,0		30,00	1,60	19	5,3								
9,80	28,0	52,0		28,00	1,80	16	6,4								
<b>10,00</b>	32,0	59,0		32,00	1,87	17	5,8								
10,20	32,0	60,0		32,00	2,07	15	6,5								
10,40	34,0	65,0		34,00	1,73	20	5,1								
10,60	32,0	58,0		32,00	1,93	17	6,0								
10,80	29,0	58,0		29,00	2,27	13	7,8								
<b>11,00</b>	30,0	64,0		30,00	2,00	15	6,7								
11,20	32,0	62,0		32,00	2,13	15	6,7								
11,40	35,0	67,0		35,00	2,20	16	6,3								
11,60	38,0	71,0		38,00	2,47	15	6,5								
11,80	40,0	77,0		40,00	2,40	17	6,0								
<b>12,00</b>	43,0	79,0		43,00	2,47	17	5,7								
12,20	38,0	75,0		38,00	2,47	15	6,5								
12,40	34,0	71,0		34,00	2,00	17	5,9								
12,60	39,0	69,0		39,00	2,33	17	6,0								
12,80	37,0	72,0		37,00	2,33	16	6,3								
<b>13,00</b>	41,0	76,0		41,00	2,00	21	4,9								
13,20	37,0	67,0		37,00	1,93	19	5,2								
13,40	36,0	65,0		36,00	2,13	17	5,9								
13,60	35,0	67,0		35,00	2,13	16	6,1								
13,80	38,0	70,0		38,00	2,00	19	5,3								
<b>14,00</b>	38,0	68,0		38,00	1,87	20	4,9								
14,20	36,0	64,0		36,00	2,07	17	5,8								
14,40	34,0	65,0		34,00	2,07	16	6,1								
14,60	33,0	64,0		33,00	1,87	18	5,7								
14,80	36,0	64,0		36,00	1,80	20	5,0								
<b>15,00</b>	36,0	63,0		36,00	0,00	20	0,0								

H = profondità  
L1 = prima lettura (punta)  
L2 = seconda lettura (punta + laterale)  
Lt = terza lettura (totale)  
CT =10,00 costante di trasformazione

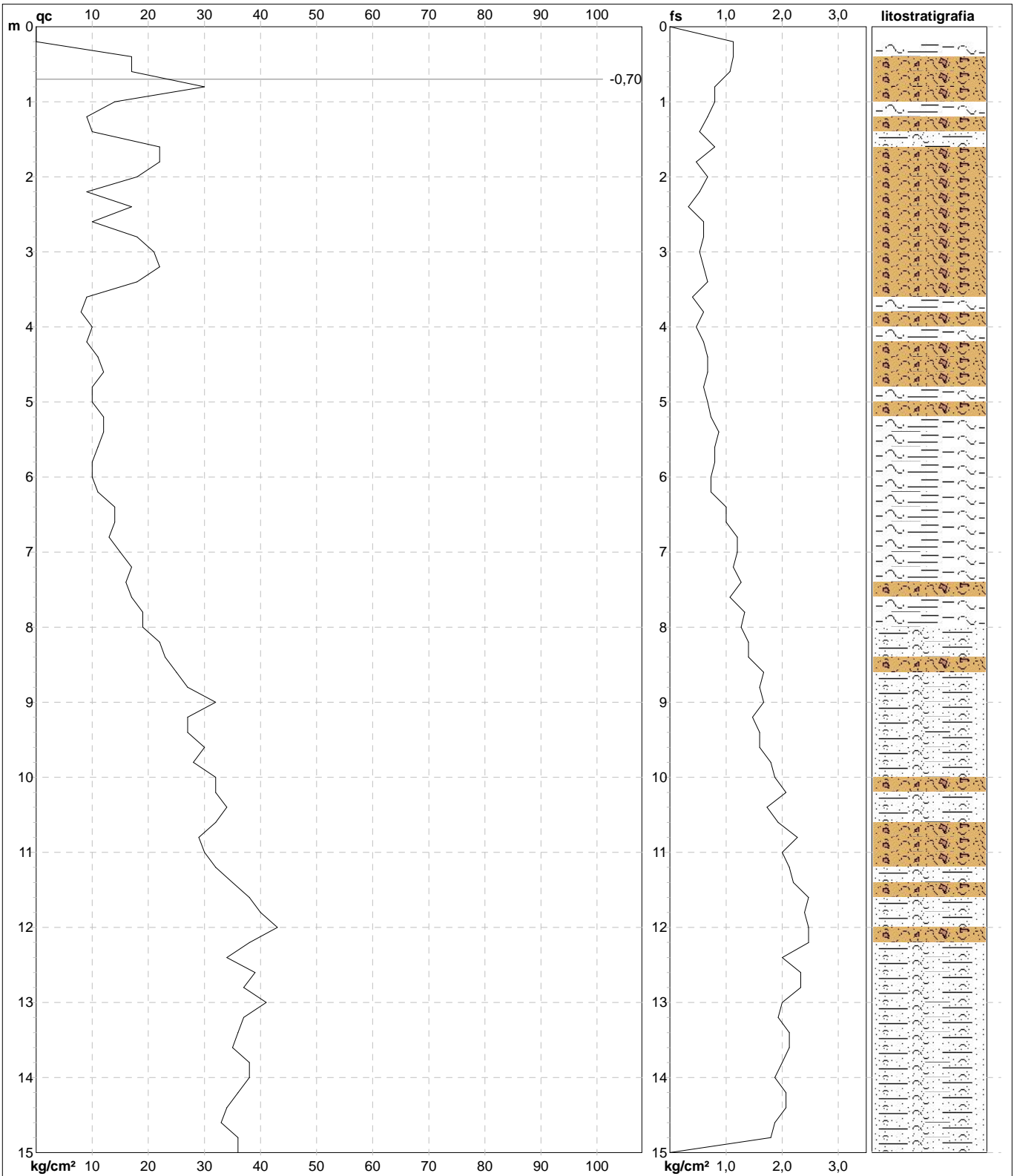
qc = resistenza di punta  
fs = resistenza laterale calcolata  
0.20 m sopra quota qc  
F = rapporto Begemann (qc / fs)  
Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)\*100

**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA**  
**DIAGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA**

<b>CPT</b>	<b>1</b>
riferimento	<b>110-2014</b>
n° verb. accett.	

Committente: **PROEDIL SRL**  
Cantiere: **PIANO DELLA RICOSTRUZIONE**  
Località: **CENTO**

U.M.: **kg/cm<sup>2</sup>**    Data esec.: **17/12/2014**  
Scala: **1:75**  
Pagina: **1**    Quota inizio:  
Elaborato:    Falda: **-0,70 m** da p.c.



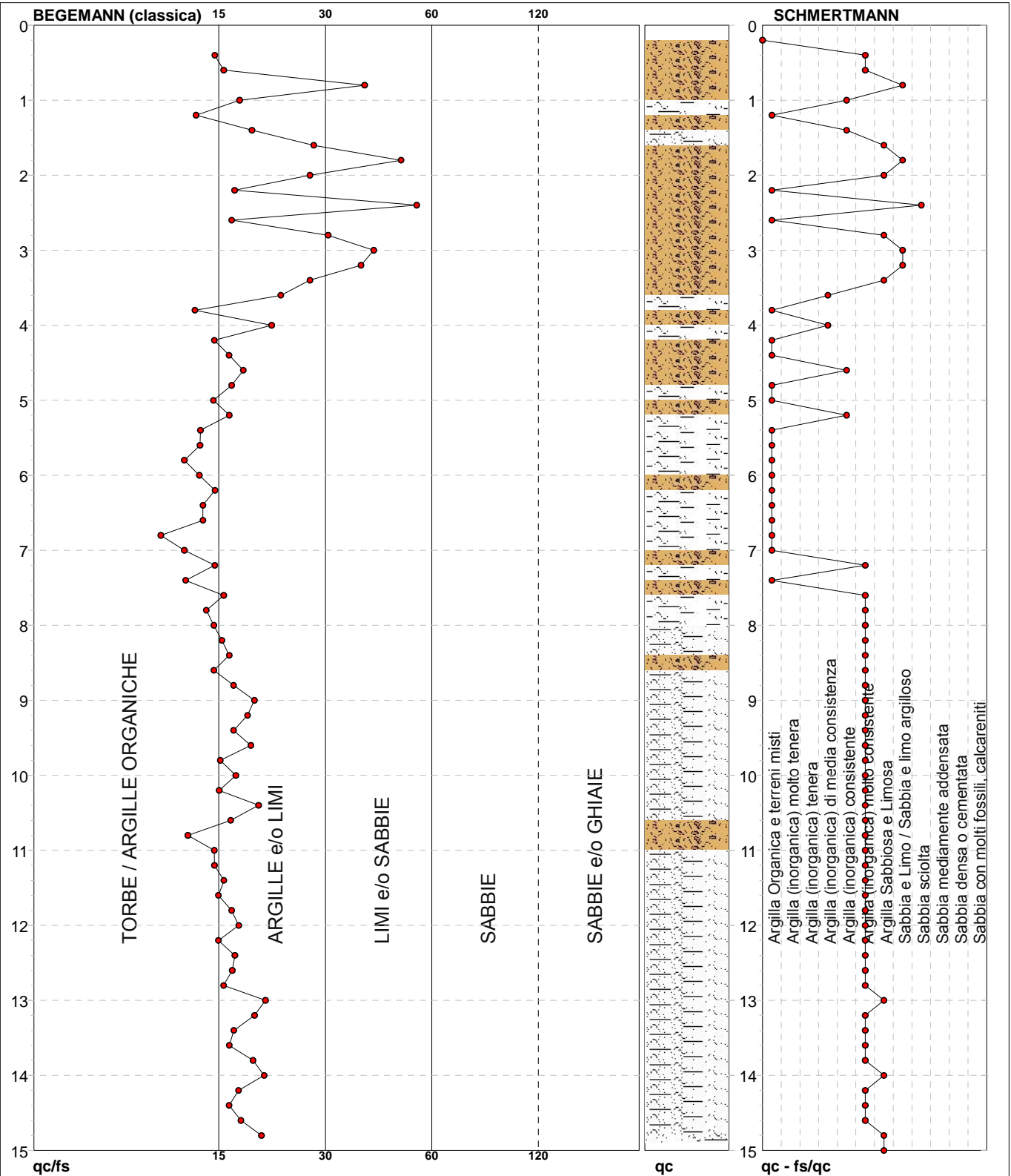
	Litologia: <b>Begemann [qc + qc/fs] 4 Zone</b> Penetrometro: <b>TG63-200S</b> Responsabile: Assistente:	Preforo: <b>m</b> Corr.astine: <b>kg/ml</b> Cod. punta:
--	--	---

**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA**  
**DIAGRAMMI LITOLOGIA**

<b>CPT</b>	<b>1</b>
riferimento	<b>110-2014</b>
n° verb.accett.	

Committente: **PROEDIL SRL**  
Cantiere: **PIANO DELLA RICOSTRUZIONE**  
Località: **CENTO**

U.M.: **kg/cm²**    Data esec.: **17/12/2014**  
Scala: **1:75**  
Pagina: **1**  
Elaborato:    Falda: **-0,70 m da p.c.**



Torbe / Argille org. :	20 punti, 27,03%	Argilla Organica e terreni misti:	18 punti, 24,32%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	7 punti, 9,46%
Argille e/o Limi :	50 punti, 67,57%	Argilla (inorganica) media consist.:	2 punti, 2,70%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:	4 punti, 5,41%
Limi e/o Sabbie :	5 punti, 6,76%	Argilla (inorganica) consistente:	4 punti, 5,41%	Sabbia sciolta:	1 punto, 1,35%
		Argilla (inorganica) molto consist.:	37 punti, 50,00%		



## APPENDICE

### Verifica del rischio di liquefazione dei terreni granulari

La verifica numerica del rischio di liquefazione dei terreni granulari in condizioni dinamiche è stata eseguita adottando il Metodo semplificato di Robertson & Wride (1997). Tale metodo è stato specificamente elaborato per dati di ingresso derivanti da prove penetrometriche statiche, previa determinazione di un valore di riferimento della Magnitudo di progetto. Di tale metodo di calcolo occorre ricordare che, al contrario della maggior parte dei metodi empirici, quelli semplificati richiedono che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie e della magnitudo di riferimento. Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilitabile nello strato (R) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (T). Cioè in pratica si avrà:  $F_s = \frac{R}{T}$ . Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza  $F_s$  sarà minore di 1,00 (o 1,4 come da Facciorusso, 2008).

R è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche statiche. La grandezza T dipende invece dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto) e viene ricavata attraverso la

relazione:  $T = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\tau_{v0}}{\tau_{v0}'} r_d MSF$ . Dove:

- $a_{\max}$  = accelerazione sismica massima
- $G$  = accelerazione di gravità = 980,7 cm/s<sup>2</sup>
- $\sigma_{v0}$  = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.
- $\sigma_{v0}'$  = pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.
- $r_d$  = coefficiente funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema:
  - $r_d = 1 - 0,00765z$  per  $z \leq 9,15$  m
  - $r_d = 1,174 - 0,0267z$  per  $9,15 < z \leq 23$  m
  - $r_d = 0,774 - 0,008z$  per  $23 < z \leq 30$  m
  - $r_d = 0,5$  per  $z > 30$  m
- $MSF$  = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma, valutato secondo la relazione Di Idriss e Boulanger (2007).

Il Calcolo della resistenza al taglio mobilitata (R), tramite Il metodo di Robertson & Wride che permette di correlare la resistenza al taglio mobilitata nel terreno con i risultati delle prove penetrometriche statiche (C.P.T.) avviene secondo le due seguenti equazioni:

$$R = 0.883 \left[ \frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \text{ per } (q_{c1n})_{cs} < 50. \quad R = 93 \left[ \frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \text{ per } 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160$$

La grandezza  $(q_{c1n})_{cs}$  rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente. Il calcolo di  $(q_{c1n})_{cs}$  avviene attraverso i seguenti passaggi:

si calcola la resistenza alla punta e l'attrito laterale specifico normalizzati con le relazioni:

$$Q = \frac{q_c - \dagger_{v0}}{\dagger_{v0}'} \text{ e } F = 100 \frac{f_s}{q_c - \dagger_{v0}}. \text{ Dove:}$$

$q_c$  (kg/cm<sup>2</sup>) = resistenza alla punta determinata dalla prova C.P.T.  
 $f_s$  (kg/cm<sup>2</sup>) = attrito laterale specifico determinato dalla prova C.P.T.  
 $\sigma_{v0}$  (kg/cm<sup>2</sup>) = pressione verticale totale  
 $\sigma_{v0}'$  (kg/cm<sup>2</sup>) = pressione verticale efficace

Si calcola l'indice di tipo dello strato sabbioso con la formula:

$$I_c = \sqrt{(\text{Log}_{10} F + 1.22)^2 + (\text{Log}_{10} Q - 3.47)^2}$$

Si applica una correzione che tenga conto dell'approfondimento della prova:

$$q_{c1n} = C_Q q_c \text{ dove } C_Q = \left( \frac{1}{\dagger_{v0}'} \right)^n$$

L'esponente n viene valutato come segue:

se  $I_c > 2,6$  allora  $n = 1$ ; se  $I_c \leq 2,6$  si calcola un primo valore di  $q_{c1n}$ , utilizzando  $n = 0,5$ ; quindi si ricalcola  $I_c$  con la relazione:

$$I_c = \sqrt{(\text{Log}_{10} F + 1.22)^2 + (\text{Log}_{10} q_{c1n} - 3.47)^2}$$

se il nuovo valore di  $I_c$  è ancora minore di 2,6 si conferma il valore  $n = 0,5$ , altrimenti si ricalcola  $q_{c1n}$ , utilizzando  $n = 0,75$ ; se  $q_{c1n} > 2q_c$  si pone  $q_{c1n} = 2q_c$ .

Si introduce la correzione dovuta alla presenza di fine nel livello sabbioso:

$$(q_{c1n})_{cs} = K_c q_{c1n},$$

dove  $K_c$  è uguale a 1, se  $I_c \leq 1.64$ , e in caso contrario è fornito dalla relazione:

$$K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88$$

VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE SECONDO ROBERTSON & WRIDE

CPT: 1  
 PROPRIETA': Proedit Srl  
 LOCALITA': Cento (FE)  
 PROGETTO: PIANO DELLA RICOSTRUZIONE DEL COM. DI CENTO

M = 6.14  
 MSF = 1.43 Idriss & Boulanger (2008)  
 a<sub>g</sub> = 0.157  
 S = 1.460  
 a<sub>max</sub> = 0.229

lc > 2.6 NON LIQUEFACILE: "\*"   
**FSL>1 NON LIQUEFACILE**

z	Qc	f <sub>s</sub>	σ <sub>v</sub>	σ' <sub>v</sub>	n	n'	Cn	Q	F	condiz 2	lc	Kc	(q <sub>c1n</sub> ) <sub>cs</sub>	rd	CSR	CRR	FSL	F(z)	W(z)	FW	IL	
0.20	0.00	1.13		0.04																		
0.40	17.00	1.13	0.08	0.08	0.50	0.75	3.54	211.50	6.68	2.65	2.34	2.10	125.95	1.16	0.12	0.27	2.19	0.0000	9.80	0		
0.60	17.00	1.07	0.12	0.12	0.50	0.75	2.89	140.67	6.34	2.69	2.42	2.38	116.68	1.16	0.12	0.23	1.89	0.0000	9.70	0	Falda	
0.80	30.00	0.80	0.15	0.13	0.50	0.50	2.77	229.60	2.68	2.26	1.99	1.28	106.74	1.15	0.14	0.19	1.37	0.0000	9.60	0.000194	14.303	
1.00	14.00	0.80	0.19	0.15	0.75	0.75	4.15	92.07	5.79	2.62	2.49	2.72	157.87	1.15	0.15	0.45	2.94	0.0000	9.50	0		
1.20	9.00	0.67	0.23	0.17	1.00	1.00	5.88	51.60	7.64	2.73	2.74	4.30	227.71	1.14	0.16	1.18	-	0.0000	9.40	0		
1.40	10.00	0.53	0.27	0.19	1.00	1.00	5.26	51.23	5.44	2.62	2.63	3.53	185.56	1.14	0.17	0.67	-	0.0000	9.30	0		
1.60	22.00	0.80	0.30	0.21	0.50	0.50	2.18	103.31	3.69	2.53	2.30	1.96	94.29	1.13	0.17	0.16	0.92	0.0751	9.20	0.691295		
1.80	22.00	0.47	0.34	0.22	0.50	0.50	2.13	98.45	2.17	2.38	2.15	1.54	72.40	1.13	0.18	0.12	0.63	0.3684	9.10	3.352516		
2.00	18.00	0.67	0.38	0.24	0.75	0.50	2.92	73.42	3.80	2.51	2.41	2.36	123.81	1.12	0.19	0.26	1.39	0.0000	9.00	0.000145		
2.20	9.00	0.53	0.42	0.26	1.00	1.00	3.85	33.01	6.18	2.79	2.80	4.80	166.18	1.12	0.19	0.51	-	0.0000	8.90	0		
2.40	17.00	0.33	0.46	0.28	0.50	0.50	1.89	59.09	1.99	2.48	2.28	1.88	60.52	1.11	0.19	0.10	0.53	0.4663	8.80	4.103009		
2.60	10.00	0.60	0.49	0.30	1.00	1.00	3.33	31.69	6.31	2.81	2.82	4.97	165.54	1.10	0.19	0.50	-	0.0000	8.70	0		
2.80	18.00	0.60	0.53	0.32	0.75	0.50	2.35	54.59	3.43	2.55	2.47	2.61	110.30	1.10	0.19	0.20	1.07	0.0050	8.60	0.04324		
3.00	21.00	0.53	0.57	0.33	0.50	0.50	1.74	61.91	2.59	2.51	2.34	2.09	76.48	1.09	0.20	0.12	0.62	0.3829	8.50	3.254753		
3.20	22.00	0.60	0.61	0.35	0.50	0.50	1.69	61.12	2.80	2.53	2.37	2.19	81.60	1.09	0.20	0.13	0.66	0.3381	8.40	2.840459		
3.40	18.00	0.67	0.65	0.37	0.75	0.75	2.11	46.90	3.86	2.62	2.55	3.03	115.01	1.08	0.20	0.22	1.12	0.0021	8.30	0.017123		
3.60	9.00	0.40	0.68	0.39	1.00	1.00	2.56	21.32	4.81	2.84	2.86	5.35	123.57	1.08	0.20	0.26	-	0.0000	8.20	0		
3.80	8.00	0.60	0.72	0.40	1.00	1.00	2.50	18.20	8.24	3.04	3.07	7.60	152.03	1.07	0.20	0.41	-	0.0000	8.10	0		
4.00	10.00	0.47	0.76	0.42	1.00	1.00	2.38	22.00	5.09	2.84	2.87	5.41	128.85	1.07	0.20	0.28	-	0.0000	8.00	0		
4.20	9.00	0.60	0.80	0.44	1.00	1.00	2.27	18.64	7.32	3.00	3.03	7.09	144.94	1.06	0.20	0.36	-	0.0000	7.90	0		
4.40	11.00	0.67	0.84	0.46	1.00	1.00	2.17	22.10	6.59	2.92	2.95	6.16	147.25	1.06	0.20	0.38	-	0.0000	7.80	0		
4.60	12.00	0.67	0.87	0.48	1.00	1.00	2.08	23.18	6.02	2.88	2.90	5.73	143.28	1.05	0.20	0.35	-	0.0000	7.70	0		
4.80	10.00	0.60	0.91	0.49	1.00	1.00	2.04	18.55	6.60	2.97	3.00	6.76	137.93	1.05	0.20	0.32	-	0.0000	7.60	0		
5.00	10.00	0.67	0.95	0.51	1.00	1.00	1.96	17.75	7.40	3.02	3.05	7.31	143.32	1.04	0.20	0.35	-	0.0000	7.50	0		
5.20	12.00	0.73	0.99	0.53	1.00	1.00	1.89	20.78	6.63	2.94	2.97	6.38	144.43	1.04	0.20	0.36	-	0.0000	7.40	0		
5.40	12.00	0.87	1.03	0.55	1.00	1.00	1.82	19.95	7.93	3.01	3.03	7.12	155.35	1.03	0.20	0.43	-	0.0000	7.30	0		
5.60	11.00	0.80	1.06	0.57	1.00	1.00	1.75	17.43	8.05	3.05	3.08	7.68	148.18	1.02	0.20	0.38	-	0.0000	7.20	0		
5.80	10.00	0.80	1.10	0.58	1.00	1.00	1.72	15.34	8.99	3.12	3.15	8.61	148.49	1.02	0.20	0.38	-	0.0000	7.10	0		
6.00	10.00	0.73	1.14	0.60	1.00	1.00	1.67	14.77	8.24	3.10	3.14	8.43	140.49	1.01	0.20	0.34	-	0.0000	7.00	0		
6.20	11.00	0.73	1.18	0.62	1.00	1.00	1.61	15.84	7.43	3.05	3.09	7.76	137.66	1.01	0.20	0.32	-	0.0000	6.90	0		
6.40	14.00	1.00	1.22	0.64	1.00	1.00	1.56	19.98	7.82	3.00	3.03	7.07	154.64	1.00	0.20	0.42	-	0.0000	6.80	0		
6.60	14.00	1.00	1.25	0.66	1.00	1.00	1.52	19.31	7.85	3.01	3.04	7.20	152.76	1.00	0.20	0.41	-	0.0000	6.70	0		
6.80	13.00	1.20	1.29	0.68	1.00	1.00	1.47	17.22	10.25	3.13	3.16	8.66	165.63	0.99	0.20	0.50	-	0.0000	6.60	0		
7.00	15.00	1.20	1.33	0.70	1.00	1.00	1.43	19.53	8.78	3.04	3.07	7.57	162.15	0.99	0.20	0.48	-	0.0000	6.50	0		
7.20	17.00	1.13	1.37	0.72	1.00	1.00	1.39	21.71	7.23	2.95	2.98	6.51	153.75	0.98	0.19	0.42	-	0.0000	6.40	0		
7.40	16.00	1.27	1.41	0.73	1.00	1.00	1.37	19.99	8.70	3.03	3.06	7.45	163.24	0.98	0.20	0.48	-	0.0000	6.30	0		
7.60	17.00	1.07	1.44	0.75	1.00	1.00	1.33	20.74	6.88	2.95	2.98	6.50	147.42	0.97	0.19	0.38	-	0.0000	6.20	0		
7.80	19.00	1.33	1.48	0.77	1.00	1.00	1.30	22.75	7.59	2.95	2.98	6.52	160.80	0.97	0.19	0.47	-	0.0000	6.10	0		
8.00	19.00	1.27	1.52	0.79	1.00	1.00	1.27	22.13	7.27	2.95	2.97	6.46	155.48	0.96	0.19	0.43	-	0.0000	6.00	0		
8.20	22.00	1.40	1.56	0.81	1.00	1.00	1.23	25.24	6.85	2.89	2.92	5.85	159.02	0.96	0.19	0.45	-	0.0000	5.90	0		
8.40	23.00	1.40	1.60	0.83	1.00	1.00	1.20	25.79	6.54	2.87	2.90	5.65	156.58	0.95	0.19	0.44	-	0.0000	5.80	0		
8.60	25.00	1.67	1.63	0.85	1.00	1.00	1.18	27.49	7.15	2.88	2.90	5.73	168.41	0.94	0.19	0.52	-	0.0000	5.70	0		
8.80	27.00	1.60	1.67	0.87	1.00	1.00	1.15	29.11	6.32	2.83	2.85	5.20	161.35	0.94	0.19	0.47	-	0.0000	5.60	0		
9.00	32.00	1.67	1.71	0.89	1.00	1.00	1.12	34.03	5.51	2.74	2.76	4.43	159.41	0.93	0.19	0.46	-	0.0000	5.50	0		
9.20	27.00	1.47	1.75	0.91	1.00	1.00	1.10	27.75	5.82	2.82	2.84	5.11	151.51	0.93	0.19	0.40	-	0.0000	5.40	0		
9.40	27.00	1.60	1.79	0.93	1.00	1.00	1.08	27.11	6.35	2.85	2.87	5.41	157.19	0.92	0.18	0.44	-	0.0000	5.30	0		
9.60	30.00	1.60	1.82	0.95	1.00	1.00	1.05	29.66	5.68	2.79	2.81	4.86	153.44	0.92	0.18	0.42	-	0.0000	5.20	0		
9.80	28.00	1.80	1.86	0.96	1.00	1.00	1.04	27.23	6.89	2.87	2.89	5.64	164.56	0.91	0.18	0.49	-	0.0000	5.10	0		
10.00	32.00	1.87	1.90	0.98	1.00	1.00	1.02	30.71	6.21	2.81	2.83	5.01	163.47	0.91	0.18	0.49	-	0.0000	5.00	0		
10.20	32.00	2.07	1.94	1.00	1.00	1.00	1.00	30.06	6.89	2.85	2.86	5.36	171.37	0.90	0.18	0.55	-	0.0000	4.90	0		
10.40	34.00	1.73	1.98	1.02	1.00	1.00	0.98	31.40	5.40	2.76	2.78	4.58	152.77	0.90	0.18	0.41	-	0.0000	4.80	0		
10.60	32.00	1.93	2.01	1.04	1.00	1.00	0.96	28.83	6.44	2.84	2.86	5.28	162.43	0.89	0.18	0.48	-	0.0000	4.70	0		
10.80	29.00	2.27	2.05	1.06	1.00	1.00	0.94	25.42	8.42	2.96	2.98	6.50	177.80	0.89	0.18	0.60	-	0.0000	4.60	0		
11.00	30.00	2.00	2.09	1.08	1.00	1.00	0.93	25.84	7.17	2.90	2.92	5.92	164.48	0.88	0.18	0.49	-	0.0000	4.50	0		
11.20	32.00	2.13	2.13	1.10	1.00	1.00	0.91	27.16	7.13	2.88	2.91	5.76	167.42	0.87	0.18	0.52	-	0.0000	4.40	0		
11.40	35.00	2.20	2.17	1.12	1.00	1.00	0.89	29.32	6.70	2.84	2.86	5.35	167.10	0.87	0.18	0.51	-	0.0000	4.30	0		
11.60	38.00	2.47	2.20	1.14	1.00	1.00	0.88	31.40	6.90	2.83	2.85	5.24	174.68	0.86	0.17	0.58	-	0.0000	4.20	0		
11.80	40.00	2.40	2.24	1.16	1.00	1.00	0.86	32.55	6.36	2.80	2.82	4.91	169.46	0.86	0.17	0.53	-	0.0000	4.10	0		
12.00	43.00	2.47	2.28	1.18	1.00	1.00	0.85	34.51	6.07	2.77	2.78	4.64	169.11	0.85	0.							