



Studio Servizi Tecnici
Settore geologia e ambiente

DOTT. GEOL. THOMAS VERONESE

Via Roma, 10

44021 CODIGORO (Ferrara)

Tel e fax. 0533 / 713798 cell. 335-5240380

E-mail: thomas.veronese@tin.it

**RELAZIONE DI INTEGRAZIONE VOLONTARIA
SECONDO D.G.R. 2193/2015**

Comune Ferrara

Relazione sismica integrativa conforme alla D.G.R. 2193 del 2015 per lo studio dei terreni di fondazione del sito su cui sorge il "Palazzo Ex Enel" sito in via Borgoricco a Ferrara(Fe) di corredo al PUA (Rif. Scheda POC 1ACS08-01); riferimenti catastali foglio 385 mappale 189 del comune di Ferrara (Fe).



Committente: MELIOR Valorizzazione Immobili s.r.l.
Sede in : via G. Negri n.10
20123 Milano (Mi)

27 maggio 2016

S.S.T. SETTORE GEOLOGIA E AMBIENTE

Geotecnica; Studio terreni di fondazione; Stabilità dei versanti; Rilevamento geologico; Rilievi topografici; Geofisica - Contributi allo Studio di Impatto Ambientale; Assistenza alle pubbliche amministrazioni negli studi di fattibilità e di realizzazione dei P.R.G., cimiteri, discariche, piani attività estrattive, studi di acquiferi per la tutela e per l'utilizzo di risorse idriche sotterranee; subirrigazioni.



INDICE:

1. PREMESSA	2
NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO.....	3
2. DECRETO DELLA GIUNTA DELLA REGIONE EMILIA ROMAGNA N. 2193/2015	4
3. VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE (D.G.R. 2193/2015)	7
3.1. CALCOLO CEDIMENTI POSTSISMICI TERRENI GRANULARI (D.G.R. 2193/2015)	10
3.2. CALCOLO CEDIMENTI POSTSISMICI NEI TERRENI COESIVI (D.G.R. 2193/2015).....	11
4. CONCLUSIONI	22

Normativa e Raccomandazioni di riferimento

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”, pubblicato sulla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, suppl. ord. n. 30, che entrano in vigore il 6 marzo 2008.
- Circolare Applicativa n° 617 del 02/02/2009 alle NTC/2008.
- Delibera Assemblea Legislativa n°112/2007 della Regione Emilia Romagna “Atto di Indirizzo e coordinamento tecnico” per gli studi di microzonizzazione sismica.
- Decreto della Giunta della Regione Emilia Romagna n. 2193/2015 "Approvazione aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia - Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", di cui alla deliberazione dell'assemblea legislativa 2 Maggio 2007, N. 112.
- A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana)
“Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (giugno 1977).
- A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana)
“Raccomandazioni sui pali di fondazione (dicembre 1984)”.
- A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana)
“Aspetti geotecnici nella progettazione in zona sismica (Edizione Provvisoria, marzo 2005)”.
- C.N.R. UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione.
- Eurocode EC-7: Geotechnics, design – dicembre 1987.
- C.N.R. UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione.
- Eurocode EC-8: Design provisions for earthquake resistance of structures – ottobre 1994.

2. DECRETO DELLA GIUNTA DELLA REGIONE EMILIA ROMAGNA N. 2193/2015

La presente relazione di integrazione sismica volontaria redatta ai sensi del decreto di Giunta Regionale n. 2193/2015 andrà allegata alla relazione di modellazione geologica e geotecnica, già presentata.

A tal proposito in FIGURA 2.1 viene mostrata la griglia delle accelerazioni al badrock secondo il nuovo D.G.R., mentre in FIGURA 2.2 sono visibili i colori che indicano i settori in cui è stato suddiviso il territorio regionale; il sito allo studio è collocato in PIANURA 2.



FIGURA 2.1 - Griglia delle accelerazioni al badrock

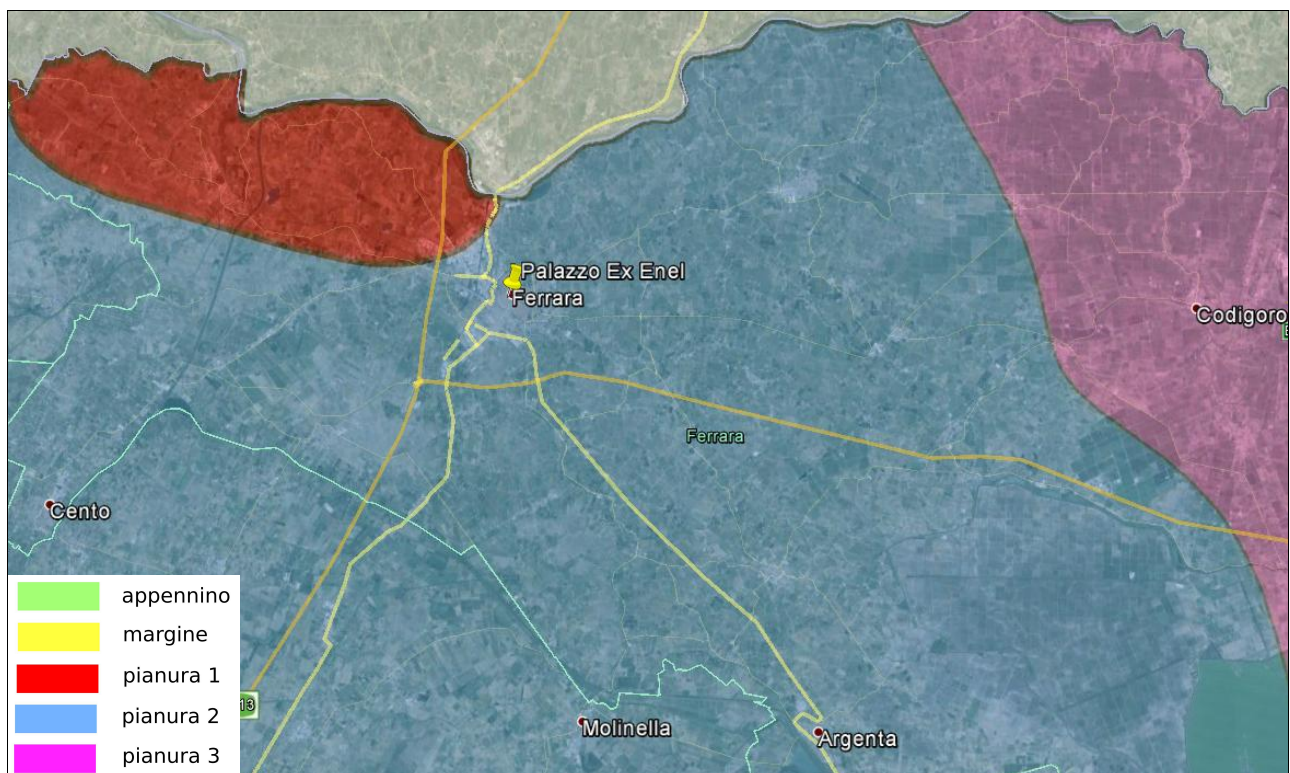


FIGURA 2.2 - Suddivisione dei settori della Regione Emilia Romagna

Nella relazione di modellazione geologica e geotecnica, il valore di V_{s30} era stato calcolato attraverso misure dirette, attraverso le 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e sismocono SCPTU1 e SCPTU2 con rif. U10-12, spinte rispettivamente fino alla profondità di -30,00 m da p.c. e -32,70 m da p.c..

In FIGURA 2.3 è riportato uno stralcio catastale con l'ubicazione delle prove penetrometriche statiche con punta elettrica e sismocono SCPTU1 e SCPTU2 con rif. U10-12.

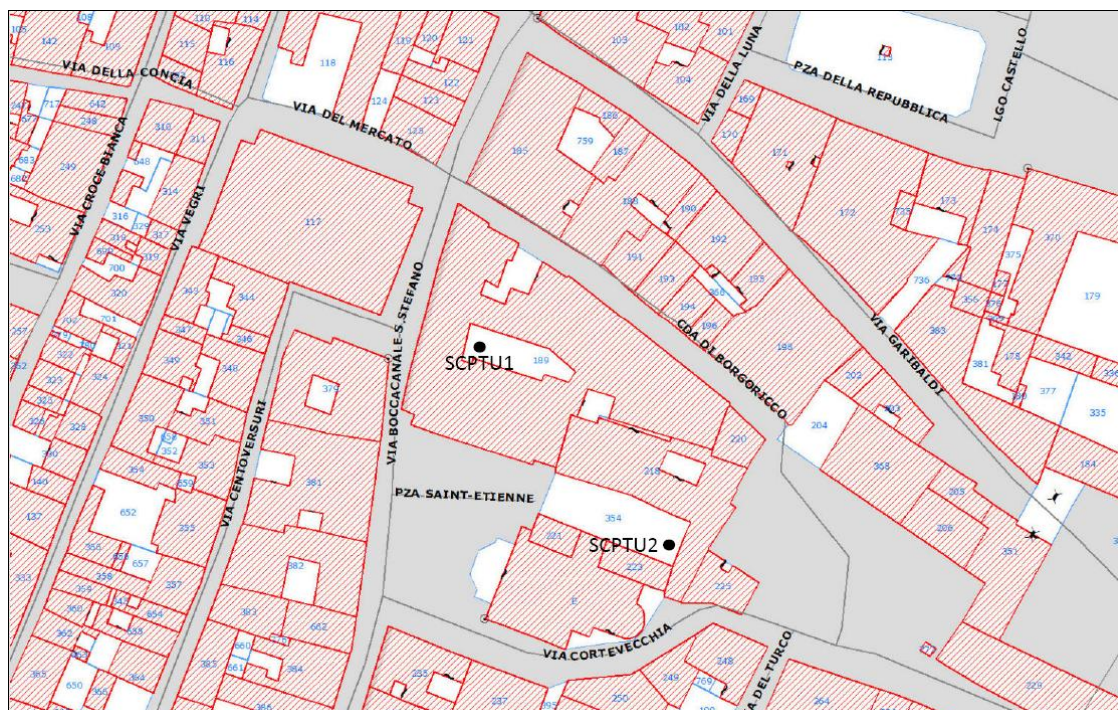


FIGURA 2.3 – Stralcio catastale della provincia di Ferrara con ubicazione prove

In data 20/09/2012 e 05/10/2012 sono state eseguite le 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e sismocono SCPTU1 e SCPTU2 per la misurazione della velocità delle onde sismiche fino alla profondità di -30,00 m da p.c.

In base ai tempi di arrivo conoscendo la distanza tra la sorgente ed il ricevitore si può calcolare la velocità delle onde sismiche ed in particolare delle onde di taglio fino alla profondità di 30 metri (V_{s30}).

Il valore di V_{s30} risultante dalla lettura dei tempi di arrivo delle onde S alla profondità di 30,00 m da p.c. è di 185 m/s per la SCPTU1 e di 199 m/s per la SCPTU2 e quindi la Categoria di suolo di fondazione è C.

$V_{s30} = 185 \text{ m/s}$	SCPTU1 - Categoria di suolo C
$V_{s30} = 199 \text{ m/s}$	SCPTU2 - Categoria di suolo C

Il sito allo studio è collocato dunque in PIANURA 2 e per V_{s30} comprese tra 175m/sec e 225 m/s (nel nostro caso per la SCPTU1 è 185 m/sec e per la SCPTU2 è 199 m/s) la classificazione del DGR 2193/2015 prevede un fattore di amplificazione F.A. per la P.G.A. pari a 1,7 (FIGURA 2.4).

PIANURA 2: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.;

$V_{s30}(m/s) \rightarrow$	150	200	250	300	350	400
F.A. PGA	1.7	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5
F.A. SI1	2.0	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6
F.A. SI2	3.1	3.0	2.7	2.4	2.1	2.0
F.A. SI3	3.6	3.3	2.9	2.5	2.2	2.0

Pianura 2. Tabella dei Fattori di Amplificazione **PGA, SI1, SI2 e SI3**.

$$\text{SI1} : 0.1s \leq T_0 \leq 0.5s$$

$$\text{SI2} : 0.5s \leq T_0 \leq 1.0s$$

$$\text{SI3} : 0.5s \leq T_0 \leq 1.5s$$

FIGURA 2.4 - F.A. Pianura 2

Il fattore di amplificazione sismica F.A. espresso con il rapporto tra la PGA in superficie e quella al bedrock PGA_0 è pari a F.A.=1,7.

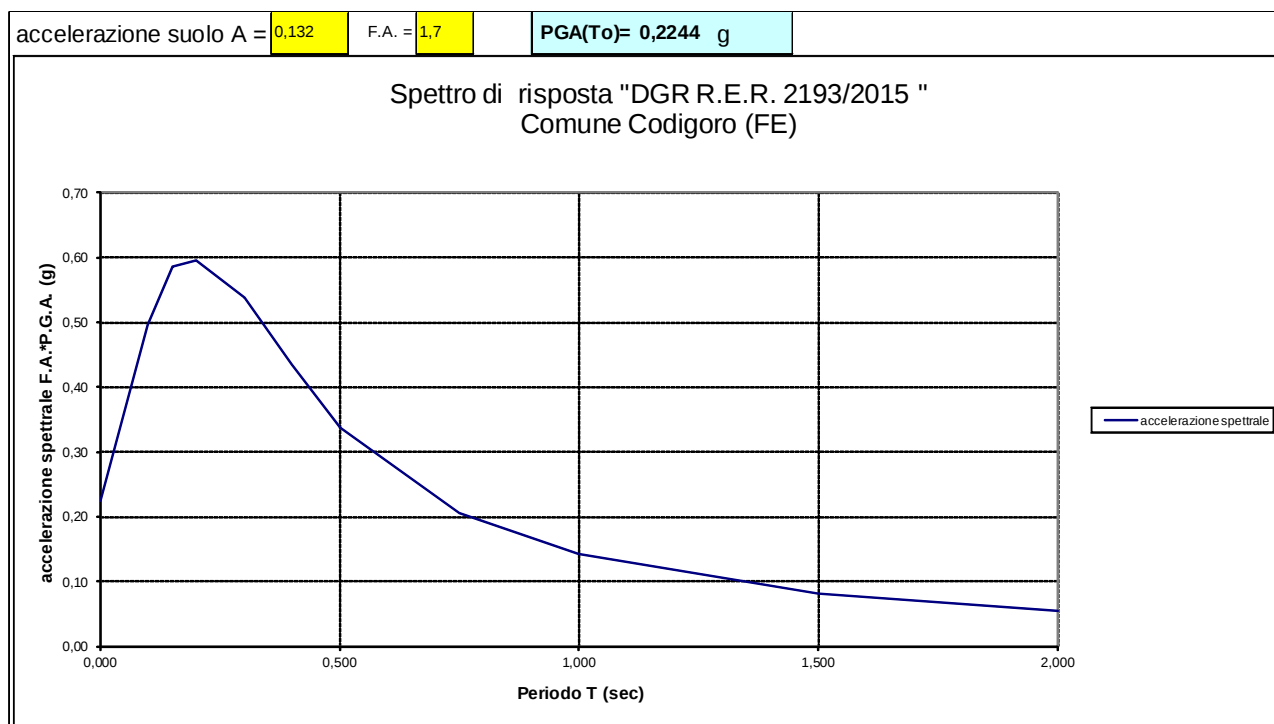
Il fattore di amplificazione sismica F.A. espressa in funzione del rapporto tra l'intensità spettrale in superficie SI e quella al bedrock sismico SI_0 è pari a:

F.A.=2.0 nel periodo compreso tra 0,1s e 0,5s.

F.A.=3.0 nel periodo compreso tra 0,5s e 1,0s.

F.A.=3.3 nel periodo compreso tra 0,5s e 1,5s.

Lo spettro che si può ricavare da quello normalizzato fornito dal D.G.R. è il seguente:



Le accelerazioni in superficie derivate dal D.G.R. 2193/2015, non coincidono con quelle calcolate con le N.T.C. del 2008, per via del diverso fattore di amplificazione; il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione viene rifatto secondo quanto prescritto dalla nuova delibera di giunta regionale.

Secondo N.T.C. 2008
P.G.A. = $0,132g \times 1,49 \approx 0,20$

Secondo D.G.R. 2193/2015
P.G.A. = $0,132g \times 1,70 \approx 0,22$

3. VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE (D.G.R. 2193/2015)

Per la verifica della liquefazione delle sabbie è stato utilizzato un software di calcolo che analizzando ogni strato da 2 cm individuato dalla prova CPTU, ne verifica la potenzialità di liquefazione.

Per la verifica della liquefazione delle sabbie si è fatto riferimento alle prove penetrometriche statiche con punta elettrica e sismocono SCPTU1 e SCPTU2 con *rif. U10-12*, spinte rispettivamente fino alla profondità di 30,00 m da p.c. e -32,70 m da p.c..

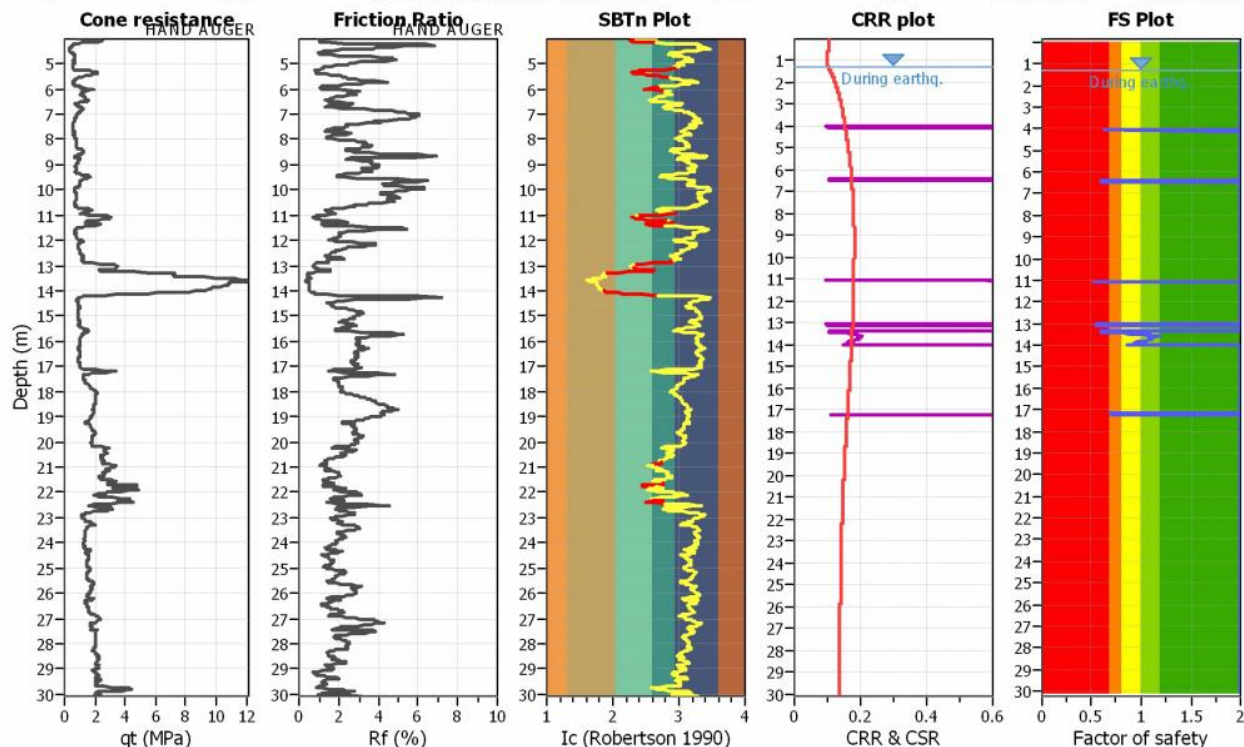
Per questo calcolo si è considerata una magnitudo di 6,14 e un'accelerazione di progetto P.G.A. in superficie di $0,22g$ secondo il D.G.R. 2193 del 2015. Oltre a questa prima valutazione si farà anche quella più rigorosa che tiene conto dei profili di CSR ricavati dalla analisi di risposta sismica locale.

Utilizzando i dati di input (D.M. 14 gennaio 2008) visualizzati in FIGURA 3.1, se ne deduce che nell'area di studio il fenomeno della liquefazione è un effetto di sito atteso per gli strati sabbiosi rilevati con le prove.

CPT file : POC Ferrara Melior SCPTU1
Input parameters and analysis data

Preforo fino a -4,0m per presenza diffusa di macerie

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.30 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.30 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.22	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_σ applied:	Yes	MSF method:	Method based



CPT file : POC Ferrara Melior SCPTU2

Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	1.90 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	1.90 m	Fill height:	N/A	applied:	Sand & Clay
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.22	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_0 applied:	Yes	MSF method:	Method based

Preforo fino a -1,0m per presenza diffusa di macerie

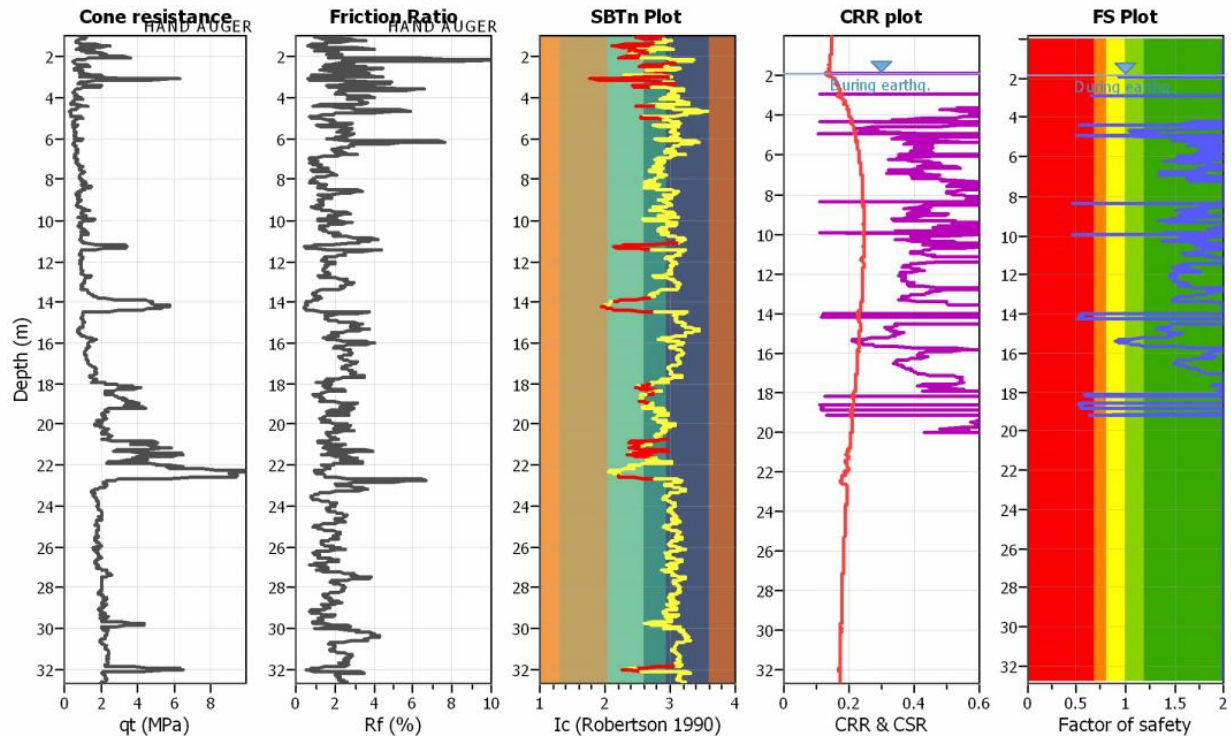


FIGURA 3.1: Dati di input e sintesi dell'analisi sulla liquefazione delle sabbie.

Per quantificare il tipo di ripercussioni sulle strutture costruite in un determinato sito, dal punto di vista ingegneristico, si ricorre al calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione, I_L , definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz ,$$

in cui z è la profondità dal piano di campagna in metri e $w(z)=10-0.5z$

Ad una quota z il fattore $F(z)=F$ vale:

$$F = 1 - F_L \text{ se } F_L \leq 1.2$$

$$F = 0 \text{ se } F_L > 1.2$$

dove F_L è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

Con il software si calcola nei primi 20,00 m da p.c. per le 2 CPTU il valore del potenziale di liquefazione per tutti gli strati incoerenti (Metodo Iwasaki).

In base alle Tabelle 3.1 e 3.2 l'indice del potenziale di liquefazione risulta BASSO per le due prove SCPTU1 e SCPTU2.

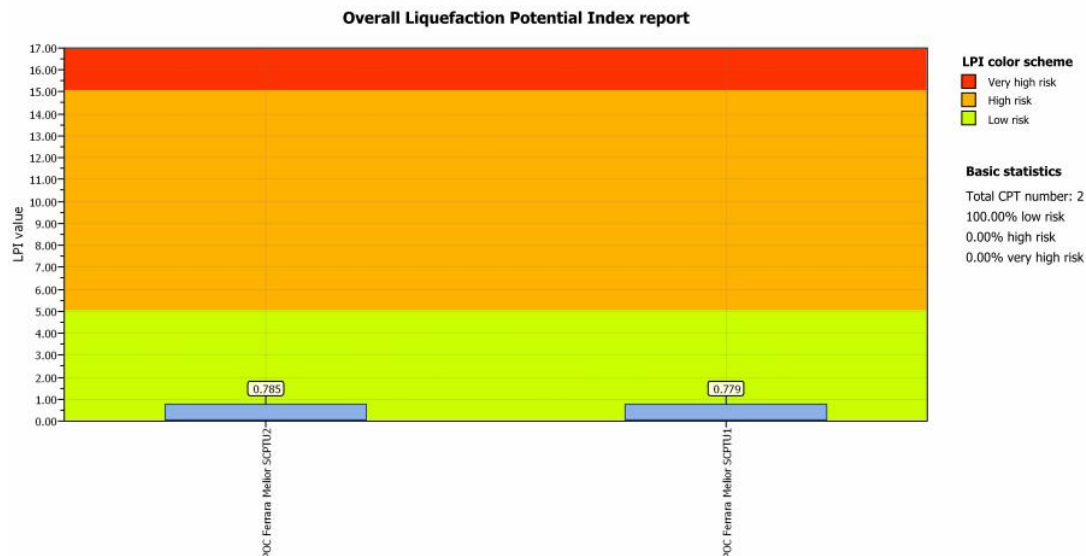
Per questo calcolo è stata applicata la teoria del taglio delle fasce di transizione.

Potenziale Liquefazione I_{PL}	Classificazione
$I_{PL} = 0$	<i>Non liquefacibile</i>
$0 < I_{PL} \leq 2$	<i>Basso</i>
$2 < I_{PL} \leq 5$	<i>Moderato</i>
$5 < I_{PL} \leq 15$	<i>Alto</i>
$I_{PL} \geq 15$	<i>Molto Alto</i>

Tabella 3.1 – Classificazione indice potenziale liquefazione

CPTU	Potenziale Liquefazione I_{PL}
SCPTU1	0,78
SCPTU2	0,79

Tabella 3.2 – Indice potenziale liquefazione calcolato per le CPTU



Occorre però fare riferimento soprattutto all'analisi della risposta sismica locale, con la quale si ottiene il profilo delle accelerazioni di picco ad ogni profondità. Si costruisce così la curva della CSR, e la sua diagramma con quella della CRR.

Nella relazione di modellazione geologica e geotecnica infatti era già stato sviluppato il calcolo della liquefazione delle sabbie attraverso le accelerazioni ricavate da analisi di risposta sismica locale. Dall'analisi di risposta sismica locale ottenuta era stata ricavata direttamente la curva della CSR (sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma) in funzione del profilo di PGA. Si è così ottenuto il grafico della CRR (resistenza del deposito agli sforzi di taglio ciclico) che, sovrapposto con il grafico della CSR mostra le porzioni di terreno che hanno il fattore di resistenza alla liquefazione inferiore ad 1.

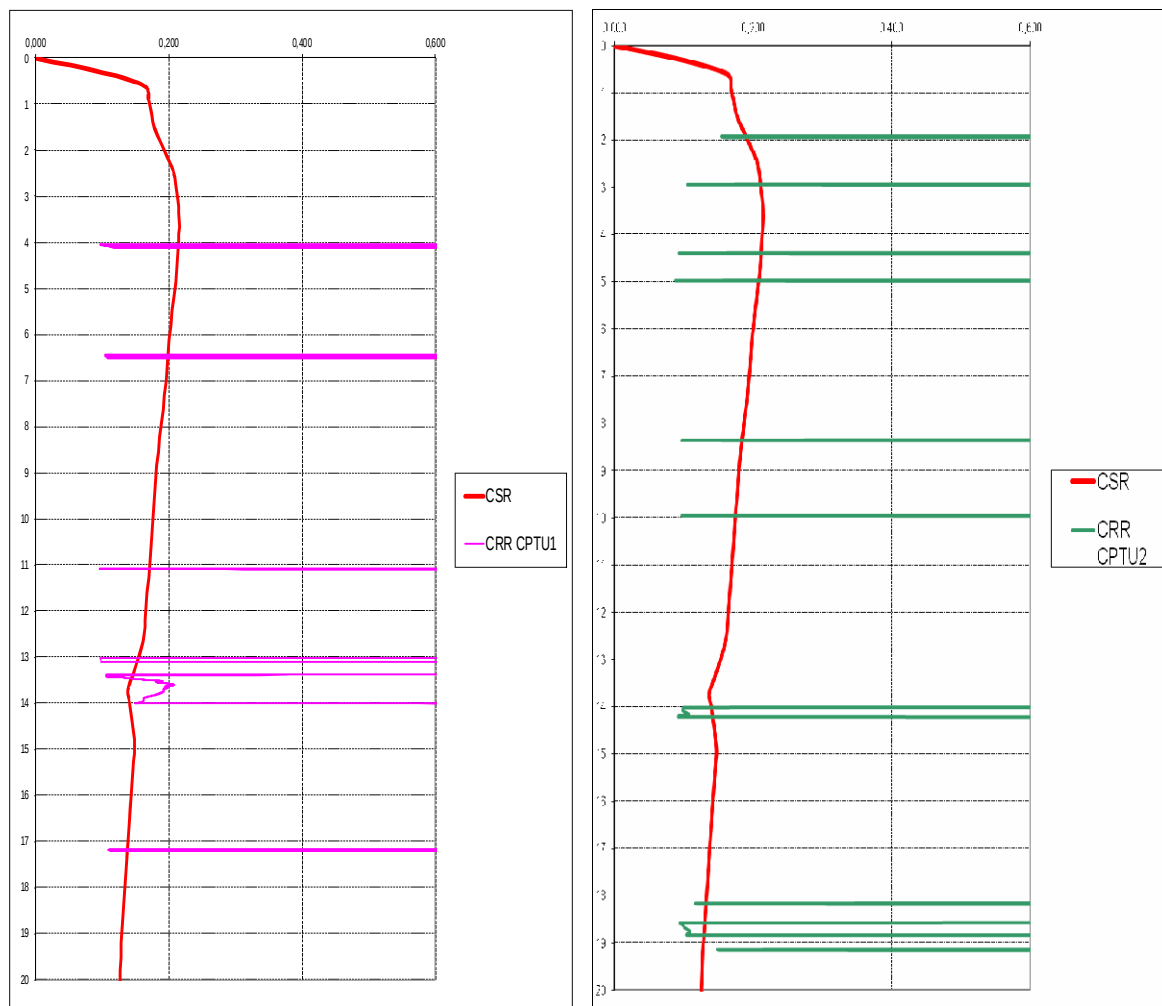


DIAGRAMMA DELLA CSR E DELLA CRR PER LA SCPTU1 E LA SCPTU2.

Si può concludere che nel sito la liquefazione delle sabbie non è un effetti di sito significativo atteso, in quanto mancano proprio le cause predisponenti, ovvero significativi spessori di sabbie.

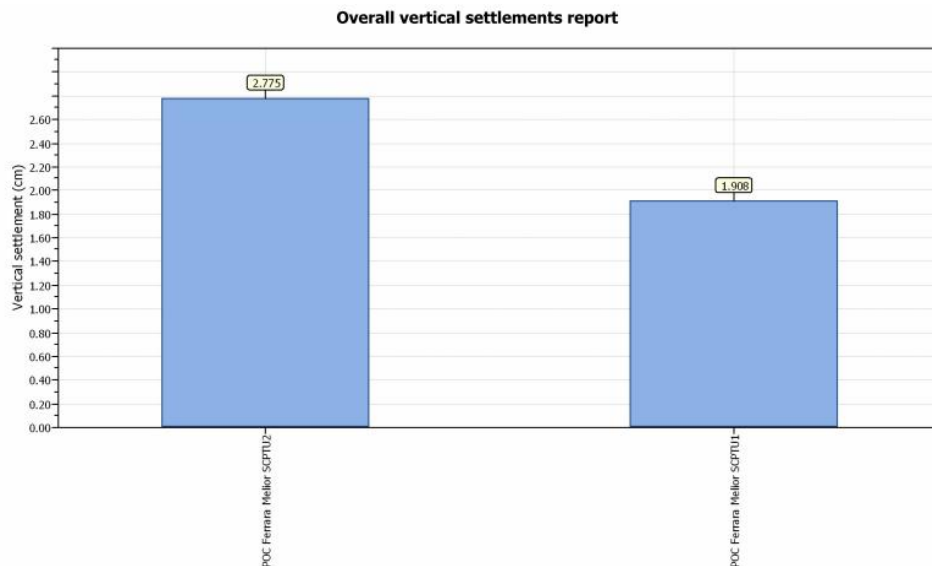
3.1. CALCOLO CEDIMENTI POSTSISMICI TERRENI GRANULARI (D.G.R. 2193/2015)

Dell'elaborazione completa dei cedimenti post sismici si riporta solo il risultato finale; sono stati stimati i cedimenti postsismici nei banchi sabbiosi rilevati con le 2 prove penetrometriche statiche SCPTU1 e SCPTU2 spinte rispettivamente fino alla profondità di -30,00 m da p.c. e -32,70 m da p.c., con rif. U10-12.

Dalle elaborazioni informatiche, si ricava che con una Magnitudo di 6,14 e accelerazione P.G.A. di 0,22g, solo alcuni dei livelli ha il fattore di resistenza alla liquefazione inferiore a 1,20 (D.G.R. 2193/2015), determinando cedimenti post sismici pari a 1,91 cm per la SCPTU1 e 2,77 cm per la SCPTU2 (Tabella 3.3).

CPTU	Cedimenti postsismici (cm)
SCPTU1	1,91
SCPTU2	2,77

Tabella 3.3 – Cedimenti post-sismici



Anche l'entità dei cedimenti postsismici per addensamento dei terreni granulari indica che la liquefazione delle sabbie non è un effetto di sito atteso in questo contesto stratigrafico.

3.2. CALCOLO CEDIMENTI POSTSISMICI NEI TERRENI COESIVI (D.G.R. 2193/2015)

Per il decreto di giunta regionale 2193/2015, nei depositi coesivi soffici ($c_u \leq 70$ kPa; $V_s < 180$ m/s) e plastici ($I_p \geq 30\%$) in cui si prevede un incremento delle pressioni interstiziali $\frac{\Delta u}{\sigma'_0} \geq 0.3$ durante l'azione sismica di riferimento deve essere stimato il cedimento di riconsolidazione conseguente alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante il terremoto.

Per la stima del rapporto di sovrappressione interstiziale può essere utilizzata la seguente relazione empirica (Matsui et al., 1980):

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_0} = \beta \cdot \left[\log \frac{\gamma_{\max}}{\gamma_v} \right]$$

dove:

$\beta \approx 0,45$ (coefficiente sperimentale);

$\gamma_{\max} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$ (deformazione di taglio massima in semplice ampiezza indotta dal terremoto);

G è il modulo di taglio corrispondente al livello di formativo $\gamma_{\max}$, che può essere determinato per via iterativa, noto il valore di rigidità iniziale $G_0 = \rho \cdot V_s^2$, utilizzando la legge di variazione G/G_0 ottenuta con prove dinamiche o di laboratorio o, in modo approssimato, desunta da curve di letteratura per i terreni con proprietà simili (FIGURA 3.2).

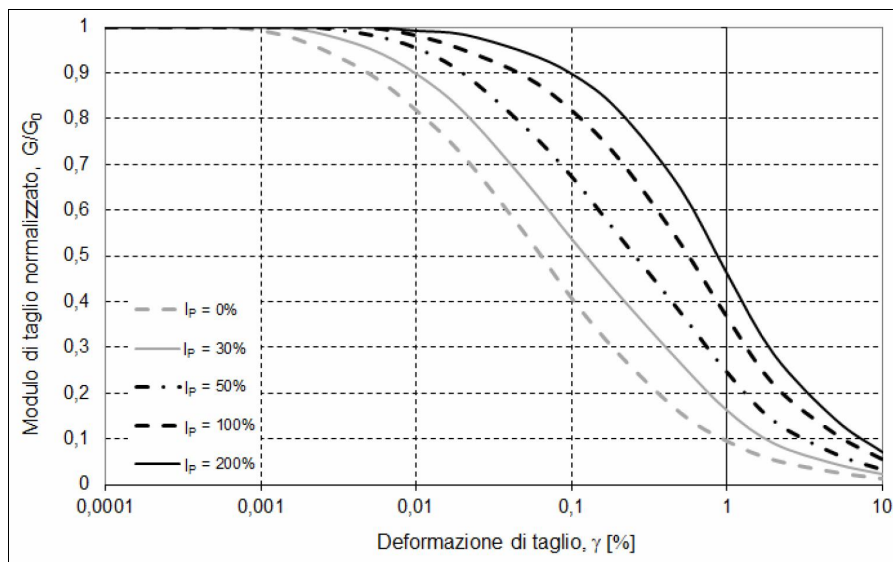


FIGURA 3.2: Curve $G/G_0 - \gamma$ di letteratura per terreni a grana fine (AGI, 2005)

γ_v è la deformazione di soglia volumetrica, determinabile con prove dinamiche di laboratorio, o in prima approssimazione con la relazione empirica: $\gamma_v = A \cdot (OCR - 1) + B$ (Matsui et al., 1980) in cui OCR è il rapporto di sovraconsolidazione e A e B sono coefficienti sperimentali che, in assenza di determinazione diretta, possono essere stimati in funzione dell'indice di plasticità I_p (Tabella 3.4)

I_p (%)	A	B
20	0,0004	0,0006
40	0,0012	0,0011
55	0,0025	0,0012

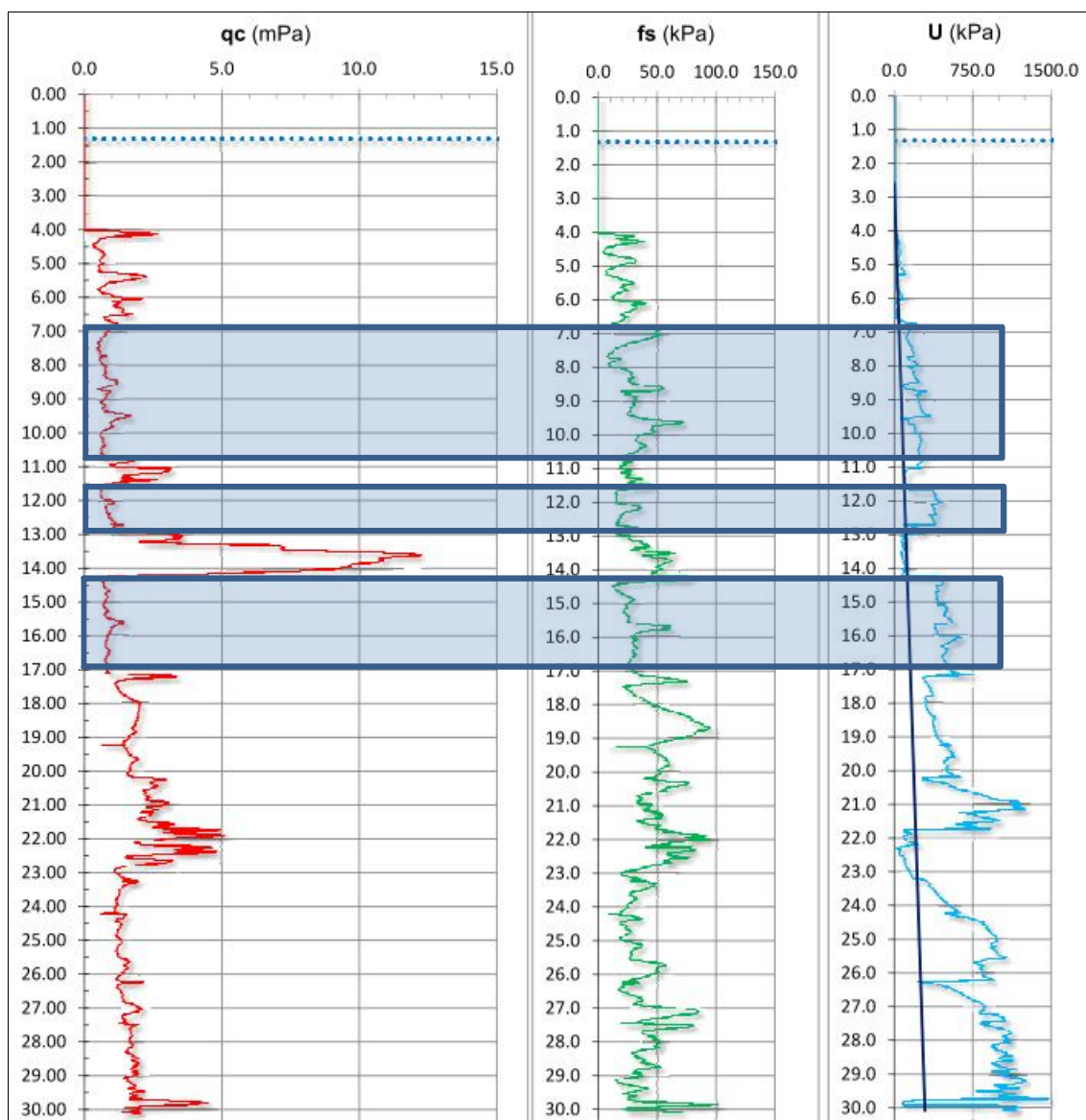
Tabella 3.4 – Valori suggeriti per i coefficienti A e B

Per il calcolo dei cedimenti post-sismici per terreni coesivi soffici, si è fatto ricorso alla prova penetrometrica statica con punta elettrica e sismocono SCPTU1 con rif. U10-12, dato che ricade in corrispondenza del carotaggio S1, che mostra:

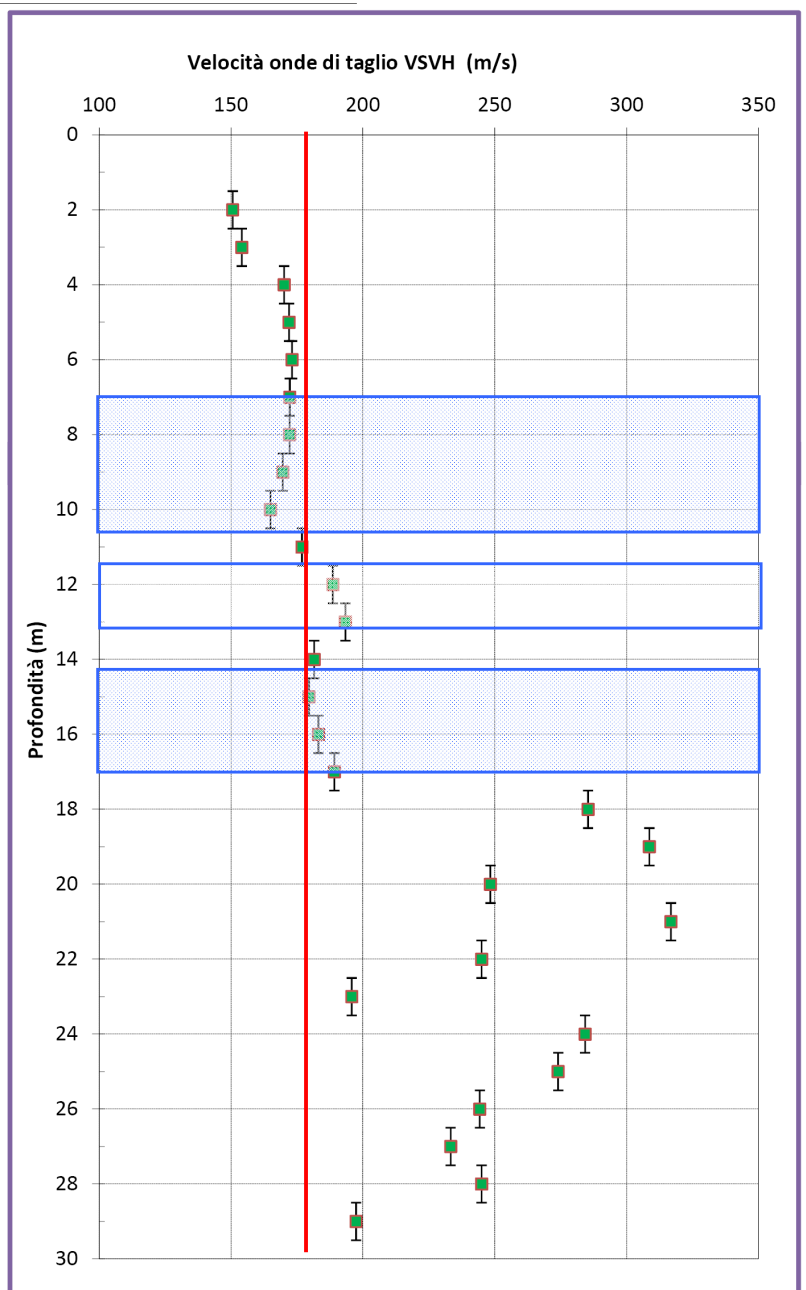
- Strato 1: terreni coesivi moderatamente consistenti da -7,00 m da p.c. fino a -10,80 m da p.c. con valori medi di coesione non drenata di $C_u = 0,38 \text{ Kg/cm}^2$; Vs media 146m/sec.
- Strato 2: terreni coesivi moderatamente consistenti da -11,70 m da p.c. fino a -13,00 m da p.c. con valori medi di coesione non drenata di $C_u = 0,40 \text{ Kg/cm}^2$; Vs media 170m/sec.
- Strato 3: terreni coesivi moderatamente consistenti da -14,2m a -17,0m, dotato di coesione non drenata di $C_u = 0,39 \text{ kg/cm}^2$; Vs media 173m/sec.

Il campione S1SH2, prelevato tra -15,0m e -15,6m dal p.c. sembra il più rappresentativo dei tre strati. Il campione S1SH1 prelevato tra -7,50m e tra -8,10m non sembra rappresentativo, poiché dalla descrizione del carotaggio, si evince che abbia interessato uno strato limitato piuttosto limoso, rilevando una bassa plasticità ($IP=18\%$).

I dati del carotaggio indicano che sopra la quota di -7,0m si è in presenza di terreni con importanti frazioni limose, quindi a bassa plasticità; essi vengono esclusi dal calcolo.



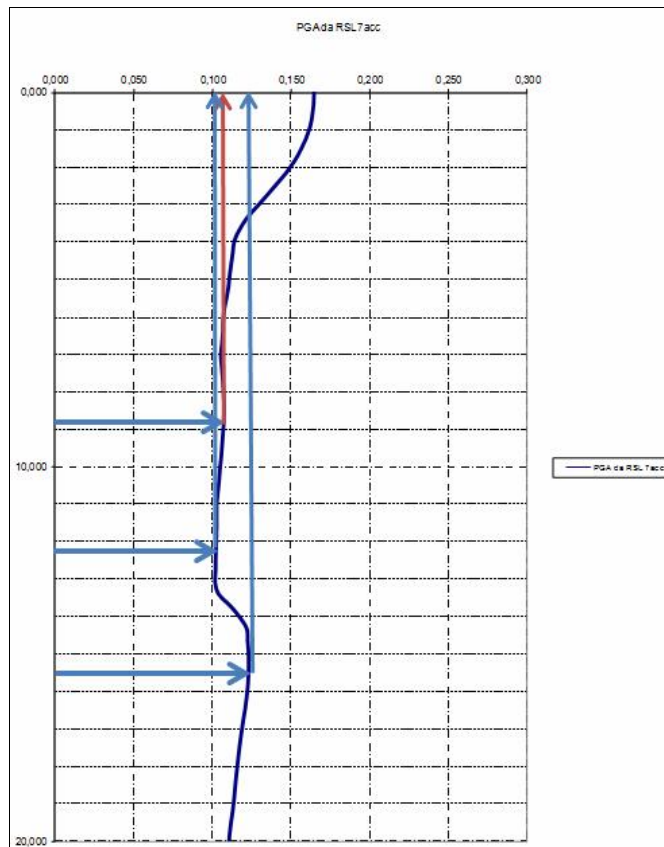
Profondità punta elettrica Y ₁ (m)	Tempo di arrivo onda S (millisecondi)	Velocità onde S dello strato (m/sec)
0		
0,5		
1		
1,5		
2	13,102	151
2,5		
3	18,636	154
3,5		
4	24,537	170
4,5		
5	30,085	172
5,5		
6	35,679	173
6,5		
7	41,298	172
7,5		
8	46,986	172
8,5		
9	52,702	170
9,5		
10	58,523	165
10,5		
11	64,523	177
11,5		
12	70,128	189
12,5		
13	75,392	193
13,5		
14	80,532	181
14,5		
15	86,012	179
15,5		
16	91,557	183
16,5		
17	96,996	189
17,5		
18	102,263	285
18,5		
19	105,756	309
19,5		
20	108,987	248
20,5		
21	113,003	317
21,5		
22	116,152	245
22,5		
23	120,225	196
23,5		
24	125,324	284
24,5		
25	128,836	274
25,5		
26	132,479	244
26,5		
27	136,566	233
27,5		
28	140,847	245
28,5		
29	144,923	197
29,5		
30	149,983	199



Per lo strato 3 analizzato in laboratorio si assume indice plastico pari a 52%, per lo strato 1 e lo strato 2, non analizzati direttamente, si assume un indice plastico minimo pari a 30%.

Falda freatica	1,3 m da p.c.		Peso volume medio		1,7 t/m ³						
N° strato	Strato tetto	strato letto	Spessore	metà strato	Vs	Y sat	Cu	Go	Go	Go	OCR
	(m)	(m)	(m)		m/s	t/m ³	kPa	KPa	Mpa	Gpa	
1	7	10,8	3,8	8,9	146	1,85	38	4019,837	40,19837	0,040198	2
2	11,7	13	1,3	12,35	170	1,66	40	47974	479,74	0,47974	2
3	14,2	17	2,8	15,6	173	1,66	39	5064,438	50,64438	0,050644	2

Le accelerazioni a metà strato vengono lette sulla curva del profilo di PGA ricavato dalla RSL:



In questo caso, con la PGA ricavata dal profilo dell'accelerazione di picco, derivata dall'analisi della risposta sismica locale, r_d verrà assunto uguale all'unità.

Per via iterativa, ora si ricava per ognuno dei tre strati il valore di $\gamma_{\max}$ e di G , affinché venga verificata l'equazione:

$$\gamma_{\max} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

Il valore di G_0 è noto, conoscendo il valore di V_s ed il peso di volume.

Si procede per via iterativa, cercando quel valore di G che produce quel valore di $\gamma_{\max}$, che a sua volta applicato alla curva di decadimento $G/G_0 - \gamma_{\max}$, fornisce lo stesso valore iniziale di G .

STRATO 1

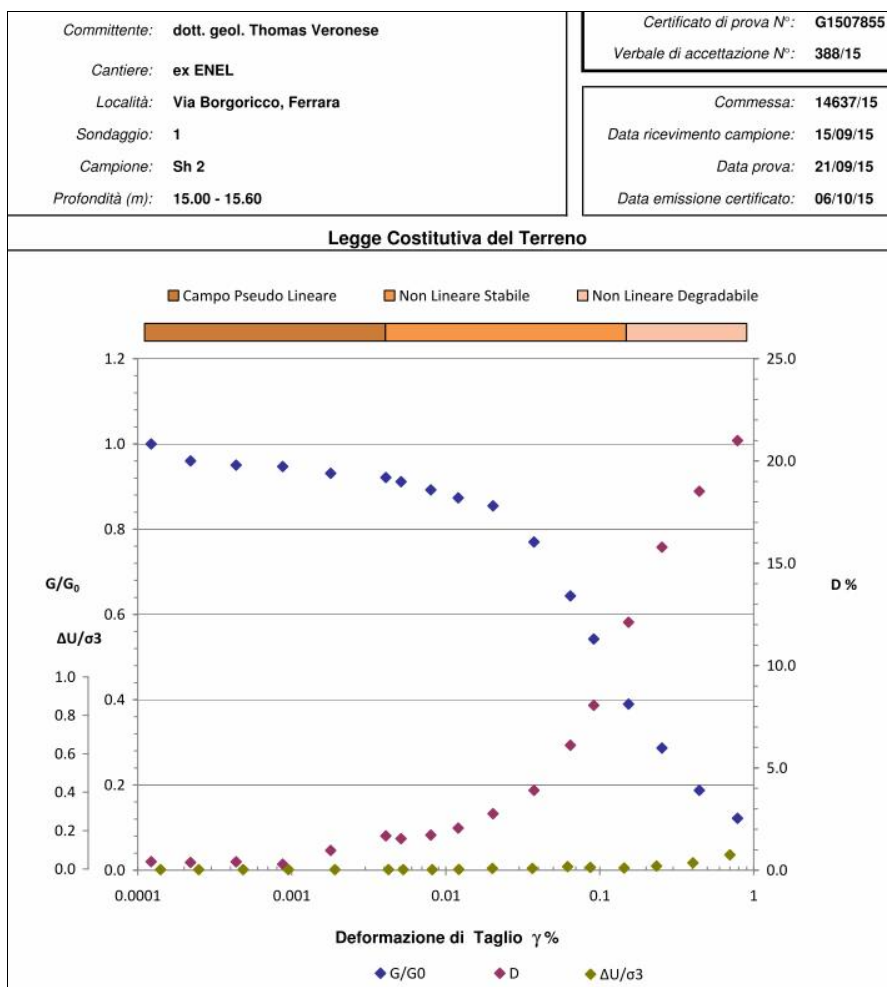
						Ymax	0,000679
a_{max}	r_d	σ_{v0}	σ_{v0}	σ'_{v0}	σ'_{v0}	y_{max}	y_{max}
		t/m ²	Mpa	t/m ²	Mpa		utilizzato
0,108	1	22,7	0,232	15,1	0,15423	0,000679	0,000679

STRATO 2

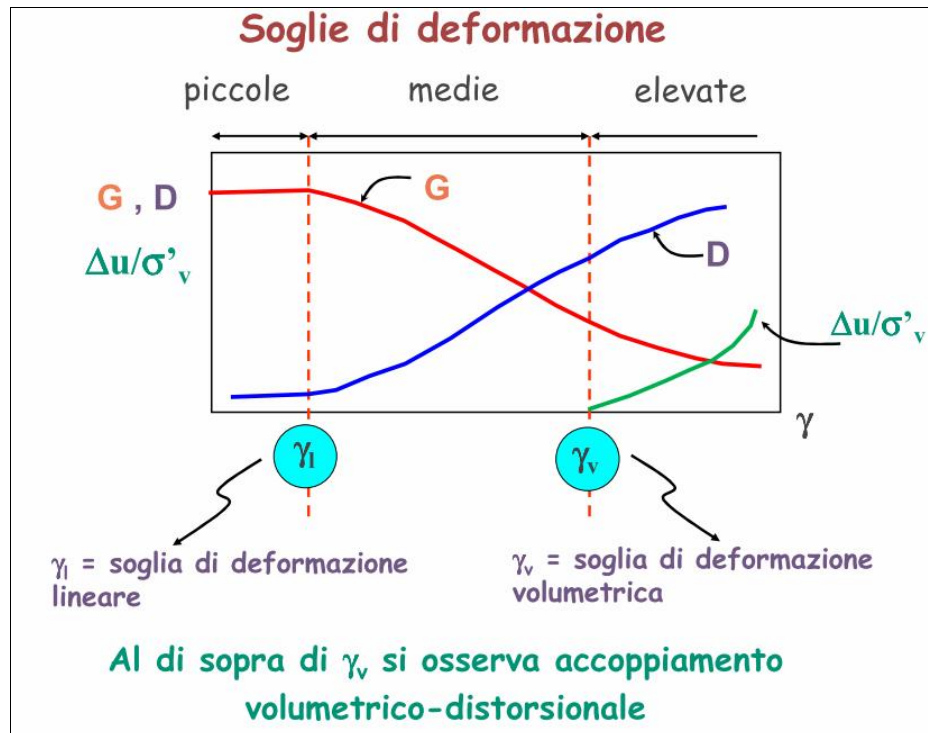
						Ymax	0,000887
a_{max}	r_d	σ_{v0}	σ_{v0}	σ'_{v0}	σ'_{v0}	y_{max}	y_{max}
		t/m ²	Mpa	t/m ²	Mpa		utilizzato
0,100	1	32,0	0,327	21,0	0,214016	0,000887	0,000887

STRATO 3

						Ymax	0,001391
a_{max}	r_d	σ_{v0}	σ_{v0}	σ'_{v0}	σ'_{v0}	y_{max}	y_{max}
		t/m ²	Mpa	t/m ²	Mpa		utilizzato
0,123	1	40,8	0,416	26,5	0,270336	0,001391	0,001391



Il valore γ_v , valore di soglia di deformazione volumetrica, al di sopra del quale si ha l'accoppiamento volumetrico-distorsionale, viene letto dalla prova di colonna risonante, sull'asse del γ al comparire della curva $\Delta u/\sigma'_v$. Se $\gamma_{max} < \gamma_v$ si hanno spostamenti solo durante la fase sismica e non si hanno incrementi delle pressioni neutre u . Se $\gamma_{max} > \gamma_v$ durante il terremoto si verifica un incremento positivo delle pressioni neutre, con conseguenti deformazioni dei terreni coesivi soffici saturi nel tempo a seguire.



DATI INIZIALI		DATI DI PROVA		DATI FINALI	
Altezza:	140.00 mm	Tipo di campione:	Argilla limosa torbosa grigio marrone scuro	Altezza:	138.42 mm
Diametro:	70.00 mm			Diametro:	69.20 mm
Raggio eq.:	24.745 mm			Raggio eq.:	24.465 mm
Massa:	883.0 g			Massa:	864.8 g
W:	60.9 %	Fattore Raggio Eq.:	0.707 -	W:	58.1 %
γ :	16.08 kN/m ³	Coefficiente B:	0.91 %	γ :	16.61 kN/m ³
γ_s :	9.99 -	Pressione cella:	590 kPa	γ_s :	10.51 -
e:	1.65 -	Contropressione:	450 kPa	e:	1.57 -

	Frequenza Risonanza (Hz)	Momento Torcente (Nm)	Def. Taglio max (%)	Vel. Onde Taglio V_s (m/s)	Modulo Taglio G (MPa)	G/G_0	Rapporto Smorz. D (%)	$\Delta U/\sigma^3$
Test 1*	119.20	0.0002	1.22E-04	152.44	38.08	1.000	0.42	0.000
Test 2	116.80	0.0004	2.20E-04	149.37	36.57	0.960	0.38	0.000
Test 3	116.20	0.0008	4.35E-04	148.60	36.19	0.950	0.41	0.000
Test 4	116.00	0.0015	8.73E-04	148.35	36.07	0.947	0.29	0.000
Test 5	115.00	0.0030	1.79E-03	147.07	35.45	0.931	0.97	0.000
Test 6	114.40	0.0070	4.08E-03	146.30	35.08	0.921	1.68	0.000
Test 7	113.80	0.0190	5.13E-03	145.53	34.71	0.912	1.54	0.000
Test 8	112.60	0.0220	8.02E-03	144.00	33.98	0.892	1.72	0.000
Test 9	111.40	0.0300	1.21E-02	142.47	33.26	0.873	2.06	0.001
Test 10	110.20	0.0500	2.03E-02	140.93	32.55	0.855	2.76	0.006
Test 11	104.60	0.0999	3.74E-02	133.77	29.33	0.770	3.90	0.006
Test 12	95.60	0.2000	6.44E-02	122.26	24.50	0.643	6.11	0.016
Test 13	87.80	0.2998	9.14E-02	112.28	20.66	0.543	8.06	0.011
Test 14	74.40	0.4999	1.54E-01	95.15	14.84	0.390	12.12	0.009
Test 15	63.80	0.6997	2.53E-01	81.59	10.91	0.287	15.79	0.018
Test 16	51.60	0.9995	4.43E-01	65.99	7.14	0.188	18.52	0.035
Test 17	41.60	1.2998	7.84E-01	53.20	4.64	0.122	21.00	0.076
Test 18								
Test 19								
Test 20								

* Test 1 corrispondente al valore G_0

Dalla prova di colonna risonante si ricava che il valore soglia di deformazione volumetrica γ_v è pari a 0,0121.

Quindi

STRATO 1

$$\gamma_{\max} = 6,79 \cdot 10^{-4} < \gamma_v = 1,21 \cdot 10^{-2}$$

STRATO 2

$$\gamma_{\max} = 8,87 \cdot 10^{-4} < \gamma_v = 1,21 \cdot 10^{-2}$$

STRATO 3

$$\gamma_{\max} = 1,391 \cdot 10^{-3} < \gamma_v = 1,21 \cdot 10^{-2}$$

In tutti e tre gli strati non si hanno incrementi di sovrappressioni neutre significative per indurre cedimenti postsismici.

Il rapporto di sovrappressione interstiziale r_u non raggiunge il valore di 0,3, ovvero l'incremento delle sovrappressioni neutre non raggiunge il 30% del carico litostatico efficace alle profondità di metà strato.

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_0} = \beta \cdot \left[\log \frac{\gamma_{\max}}{\gamma_v} \right]$$

Non sono attesi cedimenti postsismici nei terreni coesivi soffici, cosa che si è riscontrata anche durante gli eventi del maggio 2012.

Di seguito si riportano i certificati di prova da cui si sarebbero desunti i valori da utilizzare, se vi fosse stata necessità di procedere nel calcolo delle deformazioni.

LIMITI DI ATTERBERG (norma UNI CEN ISO/TS 17892-12)					
COMMITTENTE:	dott. geol. Thomas Veronese - via Roma 10 - 44021 Codigoro - Ferrara				
CANTIERE:	ex ENEL - via Borgoricco, Ferrara				
CAMPIONE:	S1SH2	m 15.00 - 15.60			
COMMESSA:	14637/15	DURATA PROVE:	15 - 30/09/15		
VERBALE ACC.:	388/15	DATA CONSEGNA:	15/09/15		
GEO - CERT. n°:	G1507853	rev.00 del:	06/10/15		

il campione è stato conservato in vasca umida termostatica

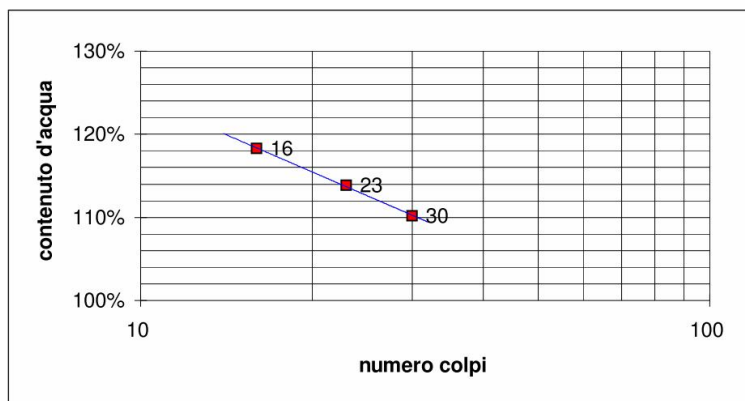
ASPETTO MACROSCOPICO DEL CAMPIONE:

Argilla limosa passante ad argilla con limo con tracce di sostanza organica e torba grigio

codice cucchiaino: 344; codice bilancia: 480.

	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO		UMIDITA'
	1	2	3	1	2	
impasto						
N° colpi	16	23	30			
massa umida+ tara (g)	20.51	21.90	19.22	14.35	12.98	140.16
massa secca+ tara (g)	10.81	11.52	10.35	9.83	9.00	109.59
acqua contenuta (g)	9.70	10.38	8.87	4.52	3.98	30.57
tara (g)	2.61	2.40	2.30	2.29	2.41	2.36
peso secco (g)	8.20	9.12	8.05	7.54	6.59	107.23
contenuto d'acqua	118.3%	113.8%	110.2%	59.9%	60.4%	28.5%

Umidità Naturale Wn = 29%
Limite Liquido LL = 113%
Limite Plastico LP = 60%
Indice Plastico IP = 52%



Si riporta anche la prova di consolidazione edometrica eseguita su questi terreni coesivi "soffici".

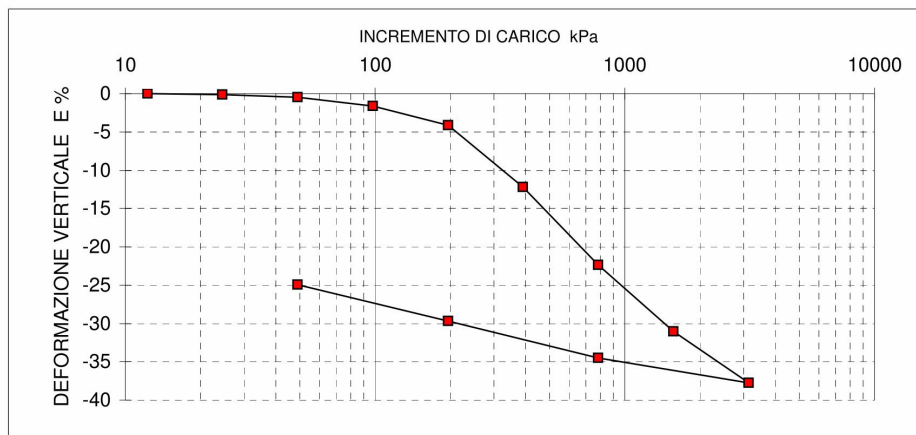
PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA			
norma ASTM D 2435-method A			
COMMITTENTE:	dott. geol. Thomas Veronese - via Roma 10 - 44021 Codigoro - Ferrara		
CANTIERE:	ex ENEL - via Borgoricco, Ferrara		
CAMPIONE:	S1SH2	m 15.00 - 15.60	
COMMESSA:	14637/15	DURATA PROVE:	15 - 30/09/15
VERBALE ACC.:	388/15	DATA CONSEGNA:	15/09/15
GEO - CERT. n°:	G1507854	rev.00 del:	06/10/15

edometro n: 8

bilancia cod. 480 - calibro cod. 570 - picnometro cod. 545

Dp	DH	epsilon	e	av	mv	M
(kPa)	(mm)	(%)		(cm ² /daN)	(cm ² /daN)	(daN/cm ²)
12.3	0.004	0.02	1.608			
24.5	0.032	0.16	1.605	0.029	0.011	34.261
49	0.098	0.49	1.596	0.035	0.014	28.246
98	0.330	1.65	1.566	0.062	0.024	16.206
196	0.823	4.11	1.501	0.066	0.025	15.246
392	2.444	12.22	1.290	0.108	0.041	9.266
784	4.473	22.36	1.025	0.067	0.026	14.816
1568	6.203	31.02	0.800	0.029	0.011	34.732
3136	7.549	37.75	0.624	0.011	0.004	89.318
784	6.902	34.51	0.708			
196	5.943	29.72	0.834			
49	4.996	24.98	0.957			

NATURA DEL CAMPIONE:		Argilla limosa passante ad argilla con limo con tracce di sostanza organica e torba grigio	
massa volumica reale (Mg/m ³) (stimato)	2.700		
massa volumica apparente ad inizio prova (Mg/m ³):	1.65	Gradi di Saturazione %	
massa volumica apparente a fine prova (Mg/m ³):	2.00	Iniziale:	100
umidità ad inizio prova (%):	59.80	Finale:	100
umidità a fine prova (%):	26.34	Massa volum. apparente secca (Mg/m ³):	
indice dei vuoti ad inizio prova:	1.609	ad inizio prova:	1.03
Cv (cm ² /s) media 2 determinazioni:	1.16E-04	a fine prova:	1.58
Permeabilità k (cm/s) media 3 determinazioni :	3.46E-09		



Sulla base di dati ricavati attraverso l'edometria realizzata sui campioni di terreno prelevati dal sondaggio S1, si ricava l'indice di ricomprensione C_r , che si assume pari all'indice di rigonfiamento C_s :

$$C_s = 0,184$$

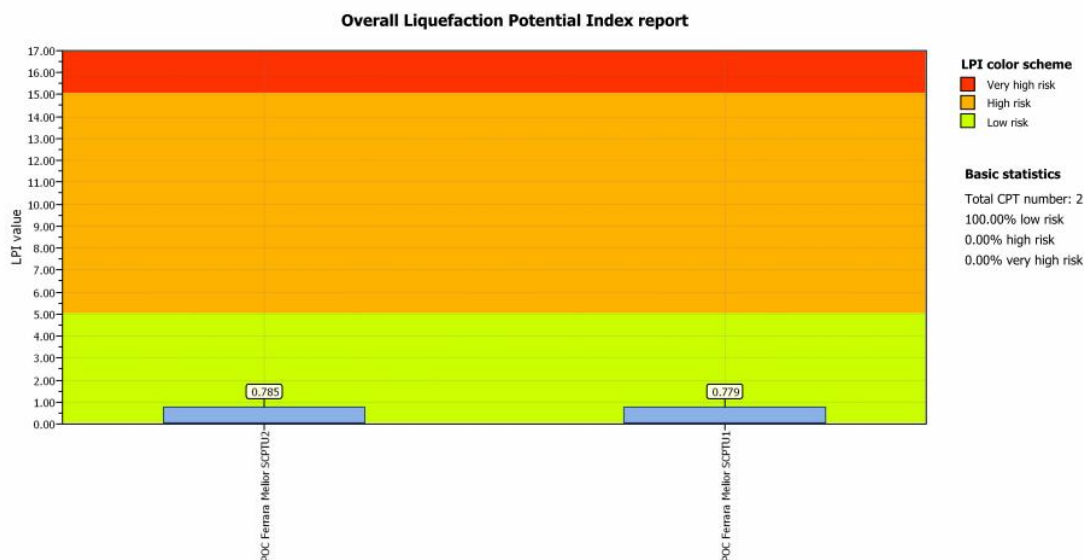
Pressione di preconsolidazione (σ'_p):				214.98	kPa
Grado di sovraconsolidazione (OCR):				1.8	
con profondità falda m da p.c. = 2.00				peso di volume medio del terreno (kN/m^3) = 16.54	
Rapporto di compressione (CR):				0.011	
Indice di compressione (Cc):				0.67	
Rapporto di ricomprensione (RR):				0.0003	
Indice di ricomprensione (Cr):				0.0204	
Rapporto di rigonfiamento (SR):				0.003	
Indic di rigonfiamento (Cs):				0.184	
Coeff. Cons. (Cv) tra:	392	e	784	1.33E-04	cm²/s
Coeff. Cons. (Cv) tra:	784	e	1568	1.11E-04	cm²/s
Coeff. Cons. (Cv) tra:	1568	e	3136	1.03E-04	cm²/s
Coeff. Sec. (Cα) tra:	392	e	784	1.24E-02	
Coeff. Sec. (Cα) tra:	784	e	1568	1.18E-02	
Coeff. Sec. (Cα) tra:	1568	e	3136	1.16E-02	
Permeabilità tra (kPa):	392	e	784	3.28E-09	cm/s
Permeabilità tra (kPa):	784	e	1568	4.51E-09	cm/s
Permeabilità tra (kPa):	1568	e	3136	2.60E-09	cm/s

4. CONCLUSIONI

- Si redige una integrazione sismica volontaria, conforme alla nuova D.G.R. 2193 del 2015, vigente dal 8 gennaio 2016, in sostituzione al D.A.L. 112/2007, per lo studio della mitigazione del rischio sismico dell'area oggetto di un PUA, ove sorge il "Palazzo Ex Enel" sito in via Borgoricco a Ferrara (Rif. Scheda POC 1ACS08-01).

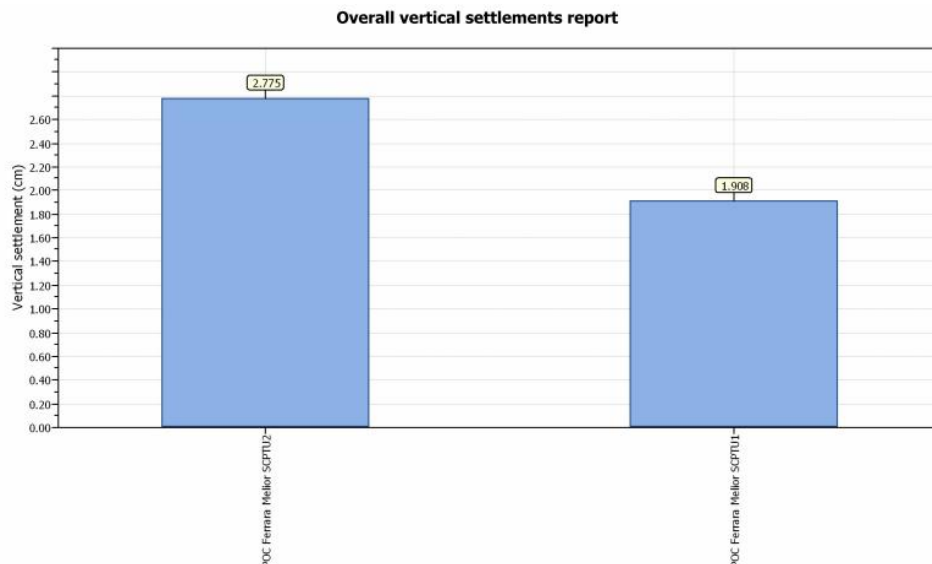
- Il sito allo studio è collocato in PIANURA 2 e per Vs30 comprese tra 175 e 225 m/s (nel nostro caso è 185 m/s per la SCPTU1 e di 199 m/s per la SCPTU2) la classificazione del DGR 2193/2015 prevede un fattore di amplificazione F.A. per la P.G.A. pari a 1,7. Le accelerazioni derivate dal D.G.R. 2193/2015, non coincidono con quelle calcolate con le N.T.C. del 2008, per via del diverso fattore di amplificazione sismica, per cui il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione viene rifatto secondo quanto prescritto dal nuovo decreto. Le accelerazioni secondo N.T.C. 2008 sono di circa 0,20g mentre secondo il D.G.R. 2193/2015 sono di circa 0,22g.

- Per una Magnitudo di 6,14 e una PGA pari a 0,22g, applicando il metodo di calcolo di Idriss & Boulanger (2014), usando un fattore di sicurezza alla liquefazione FL=1,2, utilizzando le teorie del taglio delle fasce di transizione, e la classificazione di Sonmez (2003), si ottiene per le due prove SCPTU:



- Il sito in esame ricade nella classe di rischio "basso". Nella relazione di modellazione geologica e geotecnica era già stato sviluppato il calcolo della liquefazione delle sabbie attraverso le accelerazioni ricavate da analisi di risposta sismica locale. Dall'analisi di risposta sismica locale ottenuta era stata ricavata direttamente la curva della CSR (sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma) in funzione del profilo di PGA. Anche con quello studio specialistico, si era ricavato che la liquefazione non era un fenomeno atteso nel sito, ed il motivo è da ricercare nell'assenza dei caratteri predisponenti.

- I cedimenti postsismici nei terreni granulari risultano essere di contenuta entità anch'essi:



- Il calcolo dei cedimenti post-sismici nei terreni coesivi soffici è stato realizzato secondo D.G.R. 2193 del 2015; non sono da attendersi cedimenti postsismici nei terreni coesivi soffici, in quanto lo sforzo di taglio indotto dal sisma ad ogni profondità è minore del valore soglia di deformazione volumetrica, per cui non si hanno incrementi di Δu maggiori del 30% del carico litostatico efficace.

- E' parere dello scrivente, che il sito allo studio sia idoneo alla scelte di programmazione territoriale che prevedono la ristrutturazione di uno dei fabbricati esistenti e la demolizione-ricostruzione di un secondo fabbricato. I cedimenti postsismici calcolati con i metodi proposti dalla normativa, per il terremoto di progetto, non costituiscano un limite per tali scelte, in particolare laddove si interverrà poi con eventuali pali di fondazione ben più profondi dei primi 17m di terreni soffici. Il tema dei cedimenti in condizioni statiche per via degli edifici vicini ed in aderenza è il tema progettuale futuro di questo intervento.

Codigoro, lì 27/05/2016

Dott. Geol. Thomas Veronese

Thomas Veronese