

Esperienze nei territori colpiti dal sisma dell'Emilia (maggio 2012) – casi di studio

di Thomas Veronese
Geologo | Libero Professionista

1. Introduzione

La sequenza sismica del 2012 ha interessato in particolare i territori del ferrarese e del modenese; fino all'Ordinanza del Presidente del Consiglio n° 3274 del 2003, tali zone non erano classificate sismiche. Le NTC2005 dapprima, l'Atto di Indirizzo 112/2007 della Regione Emilia-Romagna e le definitive NTC2008 poi, hanno sancito che la pianificazione territoriale e la progettazione delle opere devono tenere in debito conto le azioni sismiche per mitigarne gli effetti e ridurre i possibili danni conseguenti sulle opere antropiche.

La conseguenza di tutto ciò è stata che la classe dei tecnici chiamati a pianificare e a progettare, per la maggior parte a completo digiuno delle teorie da applicare per la mitigazione del rischio sismico, si è dovuta rimboccare le maniche e tutti insieme, sia dipendenti degli Enti Pubblici che liberi professionisti, e oserei dire anche il mondo universitario emiliano, hanno iniziato una nuova stagione di rinnovamento e crescita collettiva sui temi legati alla sismicità del territorio.

Il sisma del 2012, con tutta la disgrazia che ha portato prima di tutto per la perdita di vite umane, poi per la distruzione che ha arrecato al tessuto edilizio produttivo, religioso e residenziale, ha insegnato a tutti che occorre fare sul serio, che i temi del rischio sismico non erano trascurabili o secondari a nessun altro tema.

Occorre riconoscere che tutto questo contesto drammatico è stato di grande motivazione per impegnarsi nella crescita in materie tecniche poco conosciute. Si sono succeduti corsi di aggiornamento uno dietro l'altro, con una offerta ricchissima per tutti i tecnici. Ci sono stati numerosi momenti di confronto reciproco tra colleghi e tra professionisti di estrazione diversa, con l'unico obiettivo di provare a fare sempre meglio, perché la responsabilità in questo contesto a rischio sismico, ricadeva su tutti coloro che rivestivano un qualsiasi ruolo nell'iter pianificatorio o progettuale di tutte le nuove pratiche. Il quadro normativo evolveva anche lui con estrema rapidità, sempre allo scopo di migliorarsi e migliorare le ricadute sul territorio.

Nell'ottica di condividere le esperienze fatte in questi due anni trascorsi dal sisma, si propongono due lavori che sono, come contenuto, conseguenza di questi eventi. Il primo lavoro vuole essere un esempio (una piccola guida) di come si possa utilizzare il software Strata per le analisi della risposta sismica locale (RSL), e se ne propone un esempio pratico, legato ad una Variante Urbanistica per la ricostruzione e parziale delocalizzazione di un complesso industriale, danneggiato dal sisma. Si evidenziano in questo lavoro le applicazioni della RSL nell'analisi della liquefazione delle sabbie, e si eviden-

ziano alcuni aspetti di grande incertezza, con le conseguenti ricadute nelle scelte progettuali.

In queste valutazioni riveste un ruolo importante la geologia, la geotecnica sismica e la geofisica (*....questa disciplina un po'ostica, che era così antipatica ai più, ma che pian piano occorre digerire per il ruolo che riveste nella mitigazione del rischio sismico*). Reputo importante, a maggior ragione, confrontarsi e collaborare strettamente tra tecnici che hanno formazioni diverse.

Il secondo lavoro, scritto insieme al collega dott. Geol. Massimo Romagnoli, tende ad evidenziare un problema intuito da tutti già da tempo, e che il sisma con i suoi effetti sulla liquefazione delle sabbie, ha confermato, ovvero che non è corretto usare i dati acquisiti con punta meccanica, tali e quali, ed utilizzarli per fare analisi sulla liquefazione delle sabbie, usando teorie che nascono invece per ricorrere a dati di input acquisiti con punta elettrica e piezocono.

Purtroppo l'errore che si fa, è sottostimante il rischio di liquefazione. Siti in cui si è manifestata la liquefazione, facendo ricorso a dati acquisiti con CPTm (prove penetrometriche statiche a punta meccanica), senza operare correzioni, valutati con i metodi NCEER, non evidenziano il rischio di liquefazione. Si analizzano sette coppie di prove CPTm affiancate a CPTU (prove penetrometriche statiche a punta elettrica con piezocono) e si quantifica l'errore.

2. Esempio di analisi di risposta sismica locale 1D per i terreni di Dosso (FE)

I liberi professionisti geologi ed ingegneri, con la richiesta applicazione sempre più rigorosa dei contenuti delle NTC2008, hanno dovuto svolgere un percorso di aggiornamento molto intenso in questi ultimissimi anni. Il corso organizzato dalla Regione Emilia Romagna (Servizio Geologico Sismico e dei suoli) e dalla Associazione Geotecnica Italiana "Geotecnica sismica" tenuto a Bologna tra il 9 maggio 2013 ed il 13 giugno 2013 è stato di grande utilità, avendo esso trattato in modo esaustivo gli aspetti di base, la caratterizzazione, la progettazione geotecnica, il terremoto in Emilia ed è terminato con gli esempi applicativi. L'occasione è stata anche un momento per fare conoscenza reciproca e per confrontarsi con colleghi geologi e con ingegneri geotecnici e strutturisti. Con le lezioni seguite ed il materiale didattico consegnato, è cominciato un nuovo percorso professionale. Ora, con in mano i nuovi strumenti di cui si è potuta prendere una certa conoscenza, si prova a sperimentarli sul campo, sperando di avere raggiunto, come "utilizzatori", un minimo di consapevolezza.

Cercando di saltare tutte le parti teoriche si riporta di seguito uno studio di analisi di risposta sismica locale eseguita su un sito in Dosso (FE), ove è prevista la ricostruzione di una struttura produttiva crollata a causa degli eventi sismici del 2012 (coordinate UTM ED50 latitudine: 44,778075 longitudine:11,349702 – FIGURA 1).



FIGURA 1 - Ubicazione sito allo studio

Sul sito sono state eseguite 1 SCPTU a 31m di profondità, 9 CPTU tra i 25m ed i 32m di profondità (e per un paio di queste sono state fatte le misure dirette della velocità di propagazione delle onde S nei primi 30m mediante un'unica misura a fondo prova, per verificare che si trattasse sempre di suoli di categoria D ($V_s < 180\text{m/s}$), come misurato con la SCPTU attraverso misure effettuate ogni metro di avanzamento. E' stato poi eseguito un carotaggio continuo fino a 26m di profondità per prelevare i campioni indisturbati su cui effettuare tradizionali prove di laboratorio geotecnico, ma anche prove torsionali cicliche. Il modello geologico rilevato con le indagini dirette è ricavabile dai profili di resistenza alla punta delle prove CPTU, riportati in FIGURA 2.

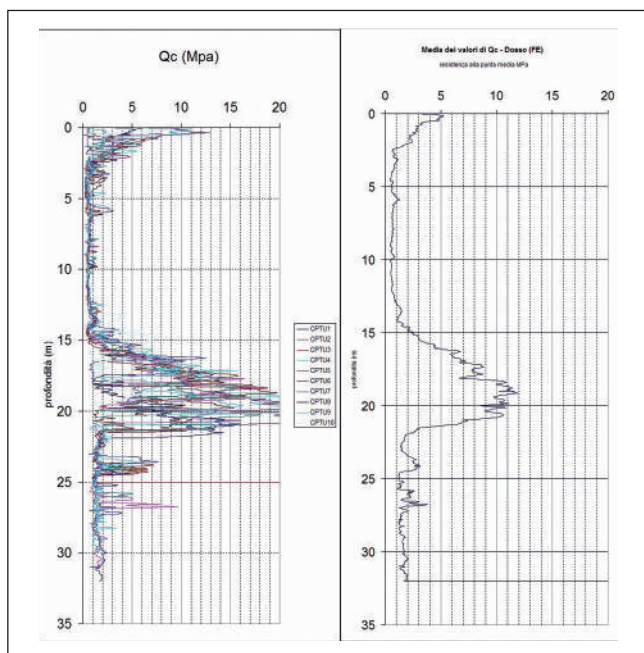


FIGURA 2 - Diagrammi di resistenza delle qc per le CPTU eseguite in sito

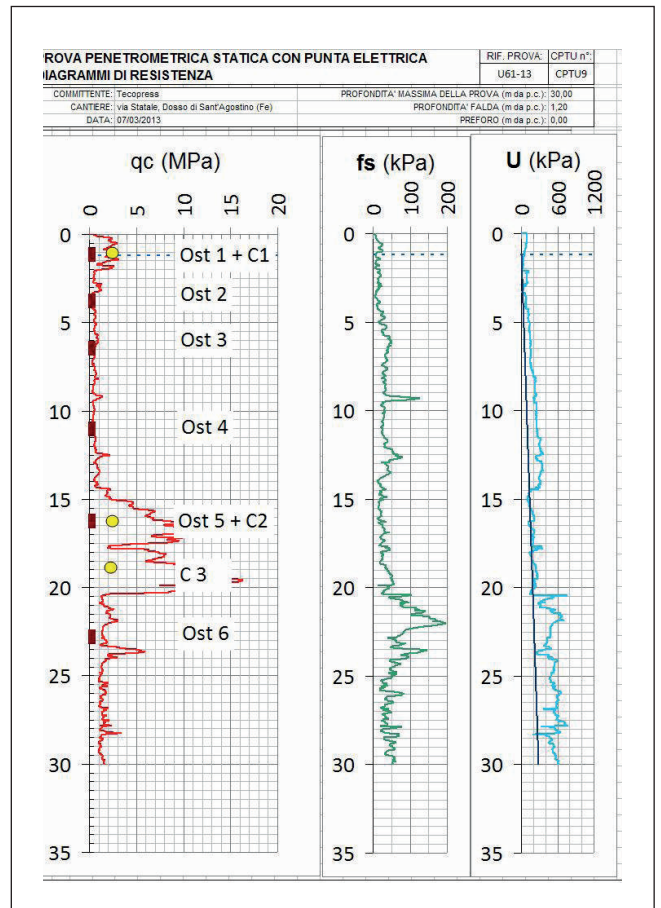


FIGURA 3 - Progetto del carotaggio sul profilo di resistenza qc della CPTU9

In FIGURA 3 si riporta il progetto del carotaggio ed in Tabella 1 si riportano le prove eseguite sui campioni prelevati.

<u>campione OST1 e C1</u> (da 0,9m a 1,4m)	prova di colonna risonante e analisi granulometrica
<u>campione OST2</u> (da 3,5m a 4,2m)	prova di colonna risonante, prova triassiale CD, prova edometrica e Limiti di Atterberg
<u>campione OST3</u> (da 6,2m a 6,92m)	prova edometrica, prova triassiale CD e Limiti di Atterberg
<u>campione OST4</u> (da 3,5m a 4,2m)	prova di colonna risonante, prova triassiale CD, prova edometrica e Limiti di Atterberg
<u>campione OST5 e C2</u> (da 15,8m a 16,5m)	prova di colonna risonante e analisi granulometrica
<u>campione C3</u> (da 19,0m a 19,3m)	analisi granulometrica
<u>campione OST6</u> (da 22,5m a 23,1m)	prova di colonna risonante, prova triassiale CD, prova edometrica e Limiti di Atterberg

Tabella1 – progetto delle indagini di laboratorio

Attraverso il carotaggio e le prove CPTU si è ricostruito un modello stratigrafico semplificato:

- Da 0,0m a -2,0m sabbie limose di esondazione fluviale.
- Da -2,0m a -6,0m argille limose da moderatamente consistenti a consistenti.
- Da -6,0m a -13,0m argille limose organiche e torbe.
- Da -13,0m a -16,0m argille poco limose plastiche consistenti.
- Da -16,0m a -21,0m sabbie limose.
- Da -21,0m a -32,0m argille limose molto consistenti.



FIGURA 4 – ubicazione sezione geologica adottata per il sito allo studio (<http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/cartografia/webgis-banchedati/sezioni-geologiche-prove-geostatiche-pianura>)

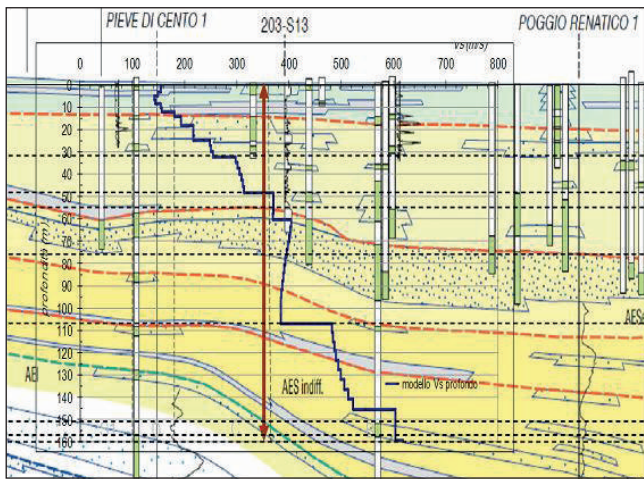


FIGURA 5 – Modello geologico e sismico profondo: sezione geologica 62 e profilo delle Vs (m/s) sovrapposti

Occorrono poi i dati geologici e sismici fino alla profondità a cui si possa assumere essere presente il bedrock sismico. Nella banca dati della regione Emilia Romagna è stato reperito il profilo stratigrafico n° 62, ubicato in FIGURA 4 e riportato in FIGURA 5.

E' stata poi commissionato l'incarico alla Ditta Te-am-Geofisica del Dott. Nasser Abu Zeid di fornire un profilo di Vs profondo per il quale è stata proposta una prova geofisica di sismica passiva (Extended Spatial Auto Correlation "ESAC"). Il profilo di Vs fornito fino a 160m di profondità non ha raggiunto il bed rock sismico (inteso come substrato con Vs>700-800m/s). Esso è stato applicato sul modello stratigrafico della sezione geologica 62 ottenendo la suddivisione dei strati fino a 160m di profondità (FIGURA 5). La modellazione congiunta di prove ESAC e di prove H/V può fornire maggiori indicazioni nell'ubicazione del bedrock sismico.

A 160m di profondità il bed-rock sismico non sembra essere stato raggiunto. Si è scelto di posizionarlo comunque a questa profondità. Si è visto che modificando di diverse decine di metri tale profondità non si hanno modifiche significative nell'output finale della RSL.

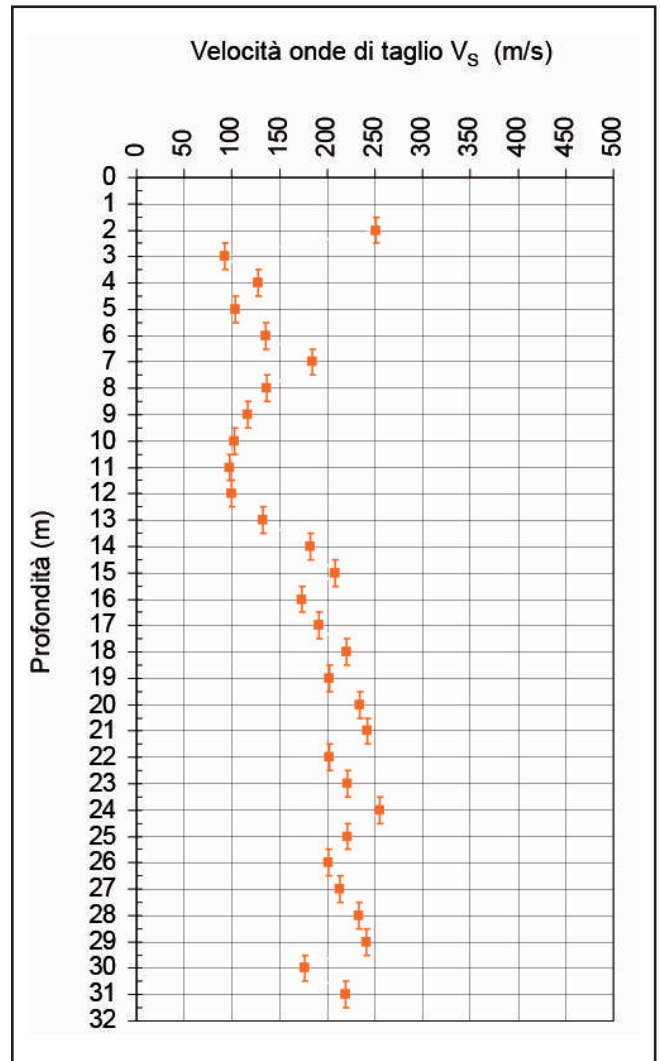


FIGURA 6 - Profilo di Vs per i primi 31m, ricavato dalla SCPTU

Da	0m	a	-2m	sabbie
Da	-2m	a	-6m	argille
Da	-6m	a	-13m	argille organiche
Da	-13m	a	-16m	argille
Da	-16m	a	-21m	sabbie
Da	-21m	a	-31m	argille
Da	-31m	a	-48m	argille
Da	-48m	a	-55m	argille
Da	-55m	a	-76m	sabbie
Da	-76m	a	-106m	argille
Da	-106m	a	-151m	argille
Da	-151m	a	-160m	sabbie

TABELLA 2 – Modello stratigrafico profondo

Il profilo di Vs adottato per i primi 31m è quello ricavato dalla prova SCPTU (FIGURA 6), in quanto più preciso ed affidabile (SCPTU=prova Down Hole). Il modello stratigrafico profondo assunto è rappresentato schematicamente in TABELLA 2.

I primi 32m di sedimenti sono stati caratterizzati attraverso prove di colonna risonante eseguite su campioni indisturbati. Gli altri strati che compongono la sequenza litostratigrafica-sismica fino al bedrock sismico vengono associati a curve bibliografiche di decadimento del modulo di taglio alle basse deformazioni espresso come

rapporto G/Go. In FIGURA 7 sono riportate le curve utilizzate per G/Go e per lo smorzamento D. Si è fatto ricorso anche a curve bibliografiche di Idriss (1990) e a curve ricavate per terreni di San Carlo e Mirabello dall'UNIFI (S10C2 e M1C2) in studi effettuati nel 2012.

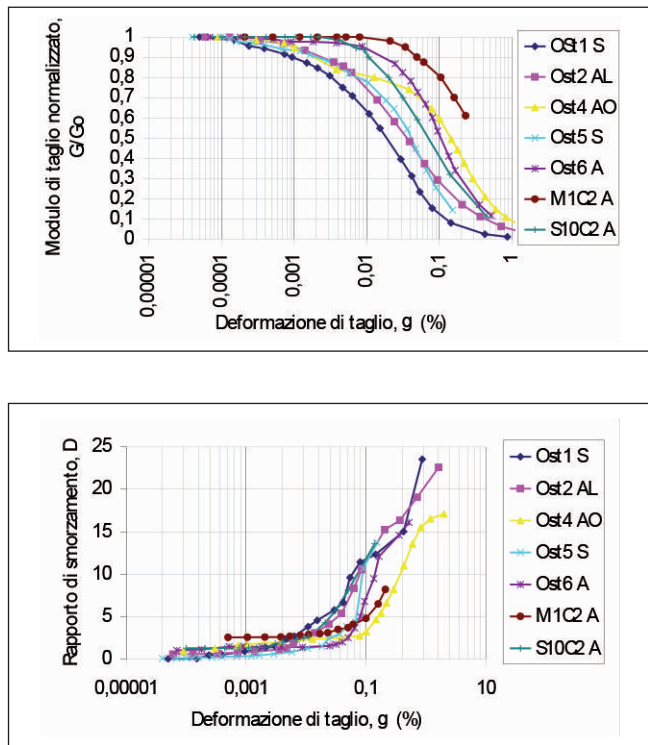


FIGURA 7 - Curve di decadimento espresse come rapporto G/Go e curve dello smorzamento D (%), entrambe in funzione dello sforzo di taglio applicato

Il modello geotecnico e sismico ricostruito pazientemente, va poi inserito per esempio nel software Strata, compilando gli appositi campi (FIGURA 8). Nel caso in esame è stato adottato il modello lineare equivalente (EQL).

General Settings					
Soil Types					
Name	Unit Weight (kN/m³)	G/G_max Model	Damping Model	No	
1	19,00	Ost 1 Dosso SL	Ost 1 Dosso SL		
2	18,30	Ost 2 Dosso AL	Ost 2 Dosso AL		
3	16,00	Ost 4 Dosso AOT	Ost 4 Dosso AOT		
4	18,50	M1C2	M1C2		
5	19,60	Ost 5 Dosso SL	Ost 5 Dosso SL		
6	19,60	Ost 6 Dosso A	Ost 6 Dosso A		
7	19,80	Ost 6 Dosso A	Ost 6 Dosso A		
8	19,80	Ost 6 Dosso A	Ost 6 Dosso A		
9	19,80	Ost6 Dosso A	Ost6 Dosso A		
10	20,00	S10C2	S10C2		
11	19,80	Idriss (1990), Clay	Idriss (1990), Clay		
12	20,00	Idriss (1990), Clay	Idriss (1990), Clay		
13	21,00	Idriss (1990), Sand	Idriss (1990), Sand		
14	21,00	Idriss (1990), Clay	Idriss (1990), Clay		

FIGURA 8a - Schermata di Input del software Strata con assegnati per ogni strato pseudomogeneo in a) i pesi di volume e le curve associate, in b) lo spessore, le curve ed i pesi di volume richiamati alla schermata precedente, e le Vs

General Settings				Soil Types				Soil Profile				Motion(s)			
Site Profile															
	Depth (m)	Thickness (m)	Soil Type	Vs (m/s)											
1	0.00	2.00	1	250.00											
2	2.00	4.00	2	115.00											
3	6.00	7.00	3	124.00											
4	13.00	3.00	4	188.00											
5	16.00	5.00	5	218.00											
6	21.00	4.00	6	225.00											
7	25.00	6.00	7	214.00											
8	31.00	17.00	8	305.00											
9	48.00	7.00	9	370.00											
10	55.00	21.00	10	400.00											
11	76.00	30.00	11	390.00											
12	106.00	45.00	12	502.00											
13	151.00	6.00	13	605.00											
14	157.00	3.00	14	605.00											
15	160.00	Half-Space	Bedrock	800.00											

FIGURA 8b

Nella Variante Urbanistica per la ricostruzione e parziale delocalizzazione dello stabilimento danneggiato dal sisma, si ricorre alla definizione del moto sismico attraverso la terna di accelerogrammi forniti dalla Regione Emilia Romagna già scalati per il comune di Sant'Agostino (FIGURA 9). In questo caso si opera all'interno di un piano urbanistico e si ricorre alle terne fornite dalla Regione Emilia Romagna, ma se si opera per un progetto esecutivo si deve ricorrere all'estrazione di sette accelerogrammi spettrocompatibili dalle note banche dati, e lavorare sui valori medi, che, spesso in queste zone, è risultato meno penalizzante del valore più gravoso ricavato dalla terna regionale.

Name	Description	Type	Max (g)	Min (cm/s²)	Scale factor
1	RSL Tecopress Dosso PE 800040xa_030822SanAgostino.xy	Outcrop	0.18	0.90	1.00
2	RSL Tecopress Dosso PE 800120xa_030822SanAgostino.xy	Outcrop	0.18	0.70	1.00
3	RSL Tecopress Dosso PE 800204xa_030822SanAgostino.xy	Outcrop	0.18	0.85	1.00

FIGURA 9 - Schermate di input per il richiamo degli accelerogrammi che definiscono il moto sismico

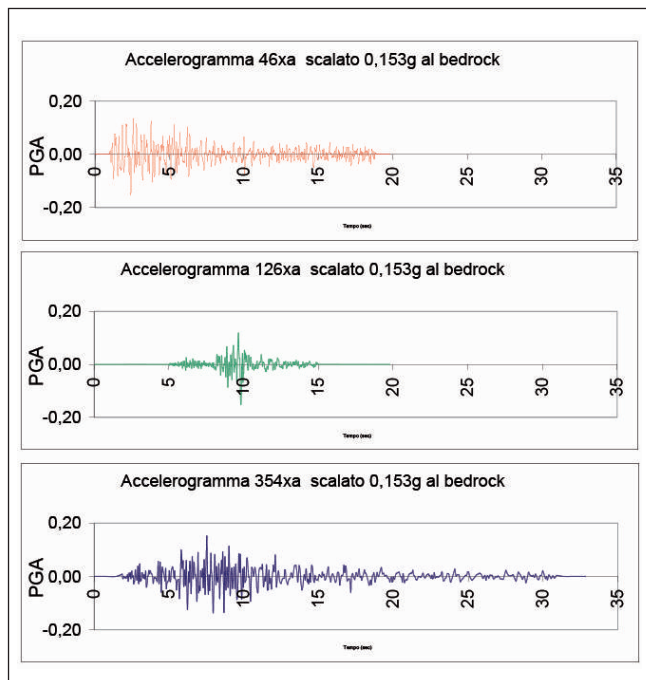


FIGURA 10 – rappresentazione grafica degli accelerogrammi

In FIGURA 10 si riportano gli accelerogrammi utilizzati che rappresentano i moti sismici compatibili con la zona sismogenetica, generati al bedrock sismico ($V_s > 800$ m/s) sia in condizioni vicine che lontane, sia in condizioni superficiali che profonde.

La funzione di amplificazione bedrock-superficie di un sito fornisce una chiara ed efficace rappresentazione dell'effetto "filtrante" di un deposito di terreno sulle onde sismiche. Essa mette in evidenza in quale campo di frequenze la presenza del terreno può indurre effetti significativi di amplificazione del moto sismico incidente o, viceversa, se tali effetti possano tradursi in un'attenuazione delle ampiezze in superficie. L'obiettivo finale di una modellazione numerica di risposta sismica locale ai fini progettuali è comunque fornire uno spettro di risposta, ossia l'involuppo dei valori massimi di accelerazione (o velocità o spostamento) attesi su un oscillatore armonico semplice (modello ideale di edificio) in funzione del suo periodo proprio e del suo smorzamento. Si riporta in FIGURA 11, lo schema del processo fin qui descritto: a) accelerogramma del moto del suolo (terremoto) al bedrock, b) spettro di Fourier del moto di input al bedrock, c) funzione di amplificazione bedrock-superficie; d) spettro di Fourier del terremoto in superficie, e) accelerogramma del moto del suolo in superficie. Il passaggio da a), b) a d) ed e) è naturalmente possibile solo previa conoscenza del modello del terreno.

In FIGURA 12 è riportata la funzione di trasferimento bedrock-superficie ricavata dalla modellazione numerica per i 3 accelerogrammi forniti dalla regione.

Alla Ditta Team-Geofisica è stata commissionata anche una misura dei rapporti spettrali H/V, per ottenere la curva della funzione di trasferimento e poterla confrontare con quella ottenuta dalla modellazione numerica. Il risultato è riportato in FIGURA 13.

La frequenza di risonanza tipica dei terreni investigati ricavato dal rapporto H/V è $F_0 = 1,2$ Hz; con la RSL si era

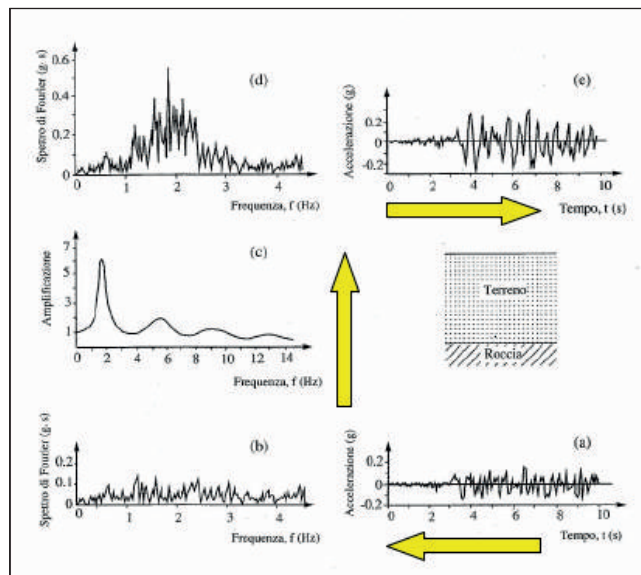


FIGURA 11 – Schema della procedura della valutazione della RSL (lo spettro di Fourier dell'accelerogramma al bedrock moltiplicato per la funzione di trasferimento porterà allo spettro di Fourier dell'accelerogramma in superficie) – LANZO G., SILVESTRI F., (1999)

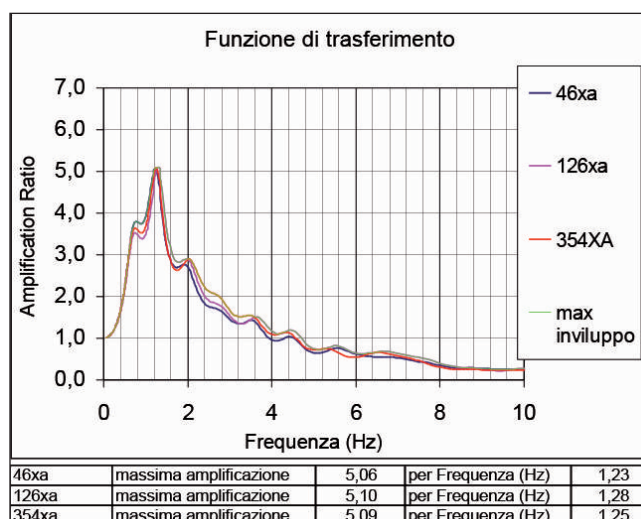


FIGURA 12 – Funzione di trasferimento ricavata con la RSL

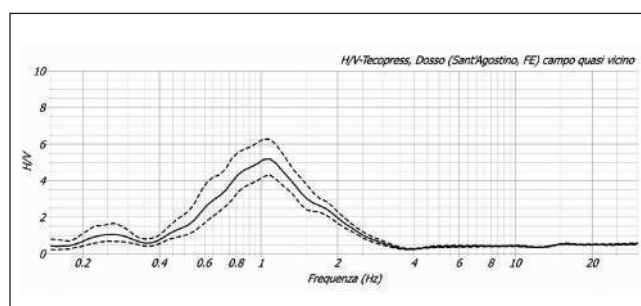


FIGURA 13 – Funzione di trasferimento ricavata dalle misure dirette H/V

ottenuto un valore molto simile (variabile da 1,23 Hz a 1,28Hz). Questa differenza potrebbe essere ricondotta al fatto che il bedrock sismico posizionato nel modello a 160m, in verità è più basso, e dunque la frequenza

misurata con la prova H/V è leggermente più bassa. Ricordando che la prassi dovrebbe essere di usare la prova H/V come vincolo per le modellazioni numeriche, anziché verificarne a posteriori la congruenza in termini di frequenze di picco con la funzione di trasferimento ottenuta per via numerica, in questo caso si è deciso di procedere in senso opposto, validando il modello con le risultanze sperimentali solo a posteriori.

Nel caso in esame aveva una certa importanza capire il comportamento dello strato sabbioso saturo presente tra 15m e 21m di profondità, in merito al rischio di liquefazione delle sabbie (FIGURA 2).

Si riporta in FIGURA 14 il profilo della PGA ottenuto dall'analisi di RSL dove si può apprezzare come negli ultimi 30m si abbia la prevalenza netta dei fenomeni di amplificazione rispetto a quelli di smorzamento, che fino ad allora si sono equivalsi. Elaborato fondamentale richiesto dagli strutturisti è lo spettro di risposta, che viene calcolato per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 5%. In verità lo spettro può essere calcolato per qualsiasi smorzamento. Lo strutturista riceverà anche il file con le colonne del periodo T (s), i valori di accelerazione massima spettrale per ogni terremoto di input, la media per i diversi terremoti di input usati e l'involuppo dei massimi ottenuti per ciascun periodo dai diversi terremoti impiegati nell'analisi.

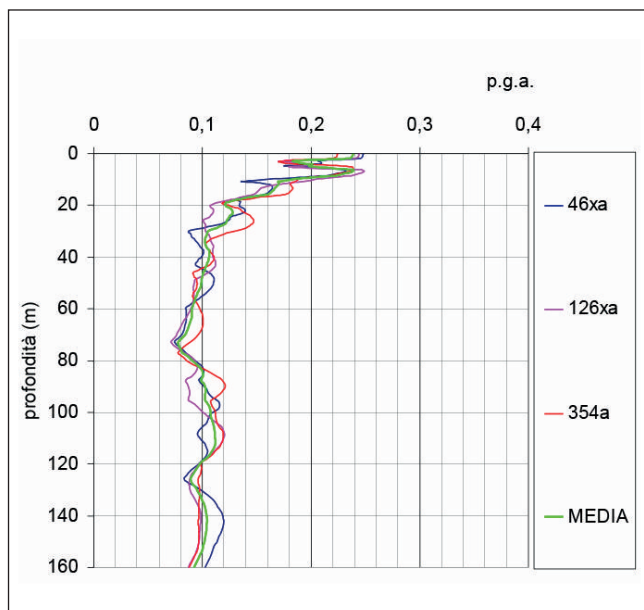


FIGURA 14 – Profilo della PGA con la profondità e calcolo del fattore di amplificazione in superficie

		F.A.	
P.G.A. bedrock		0,154	
P.G.A. superficie	46xa	0,248	1,61
P.G.A. superficie	126xa	0,244	1,59
P.G.A. superficie	354xa	0,225	1,46
P.G.A. superficie	Strata Media	0,239	1,55

FIGURA 14b

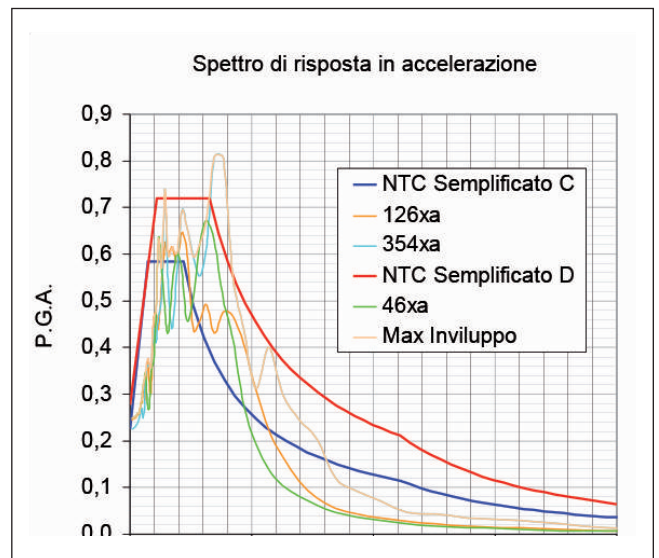


FIGURA 15 – Rappresentazione grafica degli spettri di risposta elastici con smorzamento $\xi=5\%$

Sceglierà poi lo strutturista quale utilizzare. In genere viene fornita l'analisi per lo SLV, ma anche per SLD, in particolare se si tratta di capannoni.

E' competenza dello strutturista risalire al periodo proprio della struttura, allo smorzamento della struttura e modificare lo spettro in funzione del fattore di struttura q. Le formule suggerite nelle NTC 2008 per stimare il periodo T della struttura solo in funzione dell'altezza e del materiale in cui è costruita possono portare a macroscopici errori, specialmente per i capannoni.

Decisamente meglio – quando possibile in presenza di edifici esistenti -misurare i modi di vibrare delle strutture con tecniche moderne passive.

In FIGURA 15 si riporta lo spettro di risposta per SLV ed i relativi spettri semplificati per suolo D e per suolo C. Nel caso in esempio si era ottenuto attraverso il parametro della Vs30 un suolo D.

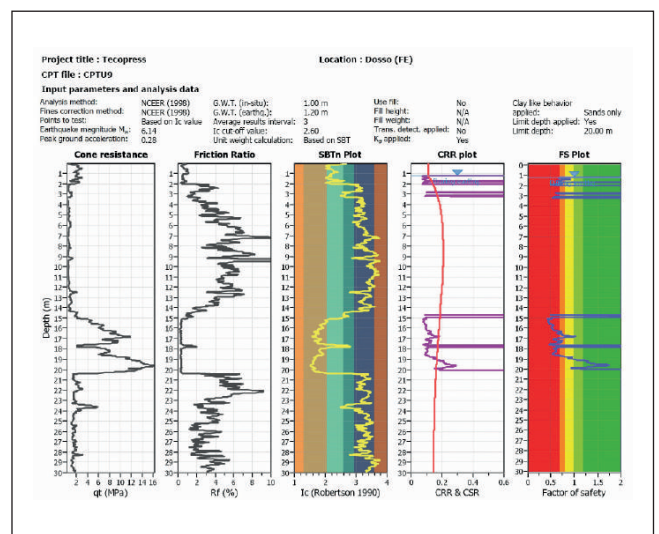


FIGURA 16 – Analisi della liquefazione delle sabbie con metodo NCEER (1998)- anche l'analisi granulometrica di tutti i livelli sabbiosi incontrati in questa indagine evidenziano la predisposizione alla liquefacibilità (caratteri predisponenti), se sottoposti a sufficienti energie sismiche (cause scatenanti)

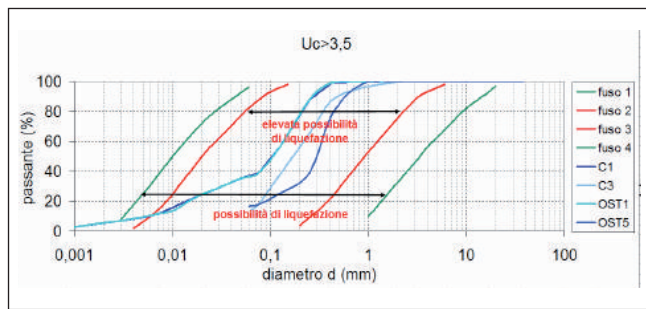


FIGURA 17 – I campioni di sabbia prelevati rientrano nei fusi con elevata possibilità di liquefazione

Per il sito allo studio, applicando in via preliminare le accelerazioni amplificate per una categoria di suolo D ($M=6,14$ e $a_g=0,28g$) si era riscontrato che il deposito sabbioso compreso tra 15m e 20m era suscettibile di liquefazione, facendo ricadere il sito nella categoria speciale S2, come visibile in FIGURA 16. Tutti i campioni di sabbia incontrati nei primi venti metri hanno una curva granulometrica che rientra nei fusi ad elevata possibilità di liquefazione, come visibile in FIGURA 17. L'importanza di comprendere il comportamento di questo strato nasce dal fatto che tutto lo stabilimento pre-esistente al sisma era costruito su pali qui attestati.

Scegliendo il profilo di accelerazione dell'accelerogramma più gravoso tra i tre riportati in FIGURA 14, si calcola la CSR da analisi di risposta sismica locale con la formula:

$$CSR_{7,5} = \left(0,65 \frac{A_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) / MSF$$

Si sceglie il fattore di correzione $MSF=1,28$ (Seed e Idriss, 1982), derivato dalla magnitudo 6,14, assunta per queste analisi.

Il termine rd, ovviamente non entra più nella formula, in quanto la variazione della PGA con la profondità è già insita nella curva del profilo di accelerazione ricavata dalla RSL (avendo già tenuto conto degli effetti di amplificazione e di smorzamento di ogni strato).

In FIGURA 18 si propone il grafico CRR (Cyclic Resistance Ratio) -CSR (Cyclic Stress Ratio), dove si può vedere ancora che lo strato sabbioso su cui sono sempre stati appoggiati i pali di fondazione dello stabilimento crollato, sono a rischio di liquefazione, in quanto il deposito risulta avere una resistenza inferiore al taglio indotto dal sisma.

Anche in questo caso lo strato sabbioso risulta esposto al rischio di liquefazione, per cui nella progettazione dei pali occorrerà tenerne debito conto.

Si fa presente che fino al 2007, prima che fosse emanato l'Atto di Indirizzo 112/2007, le valutazioni sulla liquefacibilità di uno strato sabbioso venivano estese fino a 15m dal p.c., in quanto era riconosciuta come profondità massima a cui aspettarsi liquefazione (oltre il carico litostatico efficace è tale da non consentire alle sovrappressioni interstiziali di liquefare il deposito sabbioso). Poi si è introdotto diffusamente il concetto dell'indice del potenziale di liquefazione, nella cui funzione di calcolo

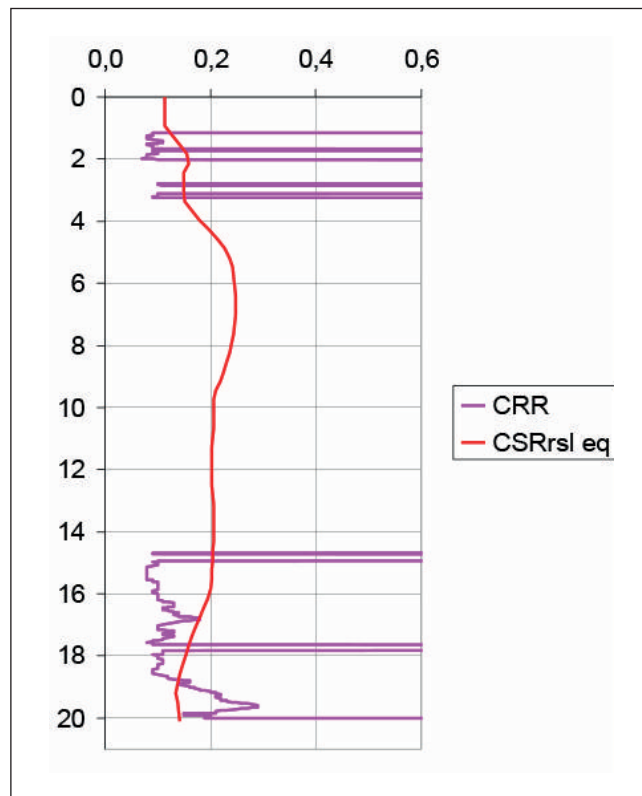


FIGURA 18 – Diagramma delle curve di CSR e CRR (CSR=sforzo di taglio indotto dal terremoto e CRR=resistenza al taglio ciclica del terreno) da cui si evince che lo strato sabbioso, il cui tetto è a circa 15m di profondità è liquefacibile -la CSR è stata calcolata con i valori di PGA ottenuti da RSL per ogni profondità.

$F(z)$ interviene il valore del fattore di sicurezza alla liquefazione FSL, stimato tra 0m e 20m di profondità. Recenti studi hanno evidenziato che per terremoti di magnitudo "usuale" la profondità "critica" per la liquefazione può essere assunta a 10m dal p.c. (Ozocak e Sert, 2010).

Da tutto ciò emergerebbe che spetta al progettista scegliere, o meglio, imporre la profondità a cui spingere le valutazioni sulla liquefacibilità dei terreni sabbiosi. Ma chi ha la confidenza per farlo? Probabilmente si continuerà ancora per molto a considerare i venti metri come profondità su cui calcolare l'IPL, come riportato nell'Atto di Indirizzo 112/2007 della RER, con le ricadute che sono emerse nel caso di studio riportato in questa esperienza.

2.1. Conclusioni

In questo scritto si è voluto portare testimonianza di come un semplice "utilizzatore" di queste teorie della geotecnica sismica e aggiungerei della geofisica applicata, possa, facendo atto di fede, esprimerle nella pratica quotidiana della libera professione. E' ovvio che deve rimanere la consapevolezza che si tratta di esercizi sostanzialmente di tipo accademico, con cui i ricercatori hanno provato e stanno provando a descrivere attraverso modelli matematici, un fenomeno così complesso come la propagazione del moto sismico dal bed rock fino alla superficie, dove vi è l'interazione con le strutture antropiche. Il compito dei ricercatori è diffici-

le ed arduo, già gli eventi sismici del maggio 2012 hanno stravolto tutte le previsioni adottate nelle normative vigenti, evidenziando per esempio entità delle componenti verticali del moto sismico di gran lunga maggiori. Per chi esercita la professione, non essendo dunque ricercatore nelle diverse discipline specialistiche interessate, non resta che provare ad applicare questi metodi cercando comunque sempre di validarli e confrontarli per ottenere quantomeno risultati verosimili. Più si farà esperienza e più ci sarà confronto e meglio saranno i risultati che si otterranno.

In merito alla Risposta Sismica Locale vien comunque da dire che le NTC la impongono anche quando sono presenti sabbie liquefacibili. La RSL definisce forse meglio le azioni sismiche che potenzialmente e secondo logiche statistiche (un po' pilotate) possono agire sul deposito sabbioso, ma non aggiungono nulla alla soluzione del problema della liquefazione, per la quale siamo proprio agli albori nella progettazione e nella realizzazione dei metodi per contrastarla. A volte si ha l'impressione che, erroneamente, l'analisi della RSL sia la soluzione alla liquefazione.

Il rischio della liquefazione delle sabbie è tutta un'altra cosa; se ben si guarda, pare un problema così esteso a livello regionale (i numerosi paesi posizionati su paleo alvei olocenici, tutta la costa romagnola, ecc.) che è difficile pensare che la nostra società possa avere disponibilità economiche per contrastarlo in modo preventivo e sistematico, specialmente nei tessuti urbani consolidati. Per la maggior parte di noi questo è un periodo di rodaggio, con tutte le difficoltà che implica. Un sentito ringraziamento però va agli organizzatori di iniziative come quelle di maggio 2013 (Corso di geotecnica sismica AGI RER), tra l'altro ripetuta quest'autunno, dove la miglior espressione del mondo accademico italiano si è prodigato con il mondo professionale per un buon esempio di collaborazione reciproca, all'insegna dell'innovazione. Un altro sentito ringraziamento va anche a quei professori e ricercatori che abitualmente, oltre a dedicare il loro tempo alla didattica ed alla ricerca, si prodigano alla diffusione del loro sapere tra i professionisti accogliendoli come interlocutori quotidiani nello scambio di esperienze.

3. CPTm-CPTu: considerazioni sulla valutazione del rischio di liquefazione indotta da sisma, sui terreni della bassa pianura padana.

Coautore Massimo Romagnoli, Geologo, responsabile laboratorio geotecnico

In anni relativamente recenti, dopo l'emanazione dell'Eurocodice 8, ed i suoi recepimenti nazionali e regionali come l'OPCM 3274, le NTC 2005, le NTC 2008 e gli "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", viene prescritta, a complemento della progettazione di nuove opere, o del loro adeguamento, anche una valutazione del rischio di liquefazione dei terreni su cui insistono le stesse opere.

La possibilità di insorgenza di fenomeni di liquefazione è guidata dalla presenza contemporanea dei seguenti fattori scatenanti e predisponenti:

- Presenza di falda entro i primi 15 metri di terreno;
- Terremoti di magnitudo > 5.0;
- Accelerazione del suolo > 0.1 g;
- Presenza di terreni sabbioso limosi con determinate caratteristiche granulometriche.

Considerando che sul territorio della regione i primi tre fattori sono quasi sempre presenti nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, la discriminante principale è la presenza o meno di depositi sabbiosi con idonee caratteristiche granulometriche e di addensamento. L'individuazione e la valutazione di detti depositi sabbiosi può essere svolta sia con l'esecuzione di sondaggi geognostici, che con l'esecuzione di prove penetrometriche. La questione centrale della valutazione del rischio di liquefazione è il passaggio da una stima qualitativa sulla possibilità di insorgenza della liquefazione, ad una sua definizione quantitativa.

Lo strumento attualmente più utilizzato per la valutazione quantitativa del rischio connesso con la manifestazione di fenomeni di liquefazione, è l'Indice del Potenziale di Liquefazione "LPI" proposto da Iwasaki (1978). L'indice assume che l'entità della liquefazione sia proporzionale ai seguenti fattori:

1. spessore dello strato liquefacibile;
2. prossimità dello strato liquefacibile alla superficie;
3. carenza dall'unità del fattore di sicurezza (FS), dove FS è il rapporto tra la resistenza alla liquefazione del terreno indagato (CRR) rispetto alla tensione deformativa imposta dal sisma di progetto (CSR).

E' calcolato con la seguente relazione:

$$LPI = \int_0^{20m} F w(z) dz$$

Dove:

F = 1 - FS per FS ≤ 1, e

F = 0 per FS > 1, e

w(z) = 10 - 0.5 z, dove z è la profondità in metri.

I valori di LPI possono variare da 0 per un sito privo di rischio di liquefazione, a 100 per un sito in cui il fattore di sicurezza è zero per tutti i 20 metri di spessore presi in esame.

La determinazione del rischio alla liquefazione è quindi legata alla determinazione del Fattore di Sicurezza, cioè del rapporto:

FS liq = CRR/CSR*MSF

Dove:

CRR = Cyclic Resistance Ratio (Rapporto di Resistenza Ciclica), ovvero la grandezza che definisce la resistenza dell'elemento di terreno esaminato, a resistere alla sollecitazione sismica che tende ad innescare la liquefazione. CSR = Cyclic Stress Ratio (Rapporto di Sforzo Ciclico), ovvero la grandezza che definisce lo sforzo deformativo sismico applicato all'elemento di terreno esaminato, e che tende ad innescare la liquefazione.

MSF = Magnitudo Scaling Factor (Fattore di Scala della Magnitudo), fattore riduttivo del CSR, che normalizza la sollecitazione sismica a terremoti di magnitudo 7.5, per i quali originariamente, sono stati messi a punto i sistemi di stima del fattore di sicurezza alla liquefazione da Seed e Idriss (1982).

Tralasciando le valutazioni su CSR ed MSF, che per lo più sono legate ad indicazioni già contenute nelle normative tecniche di riferimento, l'interpretazione delle prove in sito è volta alla determinazione del CRR.

Il metodo più diretto per determinare il CRR è quello di prelevare e testare in laboratorio dei campioni indisturbati di terreno. Questa metodologia però presenta diversi svantaggi, dovuti soprattutto all'alto costo necessario per il prelievo di campioni indisturbati nei materiali non coesivi (che sono proprio quelli soggetti a liquefazione), alla relativa imprecisione nel ricostituire il provino in laboratorio e riprodurre correttamente gli stati tensionali presenti in sito quando si utilizzano campioni rimaneggiati, ed alla inevitabile discontinuità del dato di laboratorio. La strada della valutazione del CRR utilizzando i dati di laboratorio è quindi poco praticabile, se non per progetti di particolare importanza (R.B. Seed et al 2003).

Le metodiche di valutazione del CRR da prove in sito sono di maggiore applicabilità, e presentano l'indiscutibile vantaggio di potere avere una stima continua o quasi continua della verticale indagata, da 20 metri di profondità a piano campagna. Tra le più utilizzate nel nostro territorio ci sono quelle ricavate da prove SPT, da prove CPT e da valutazioni basate sulla Vs.

La TABELLA 3, ripresa da Youd e Idriss (1996), ne confronta le caratteristiche.

CARATTERISTICA	TIPO PROVA		
	SPT	CPT	VS
DATI STORICI	Abbondanti	Abbondanti	Limitate (1996)
CONDIZIONI TENSO-DEFORMATIVE	Parzialmente drenato con grandi deformazioni	Drenato con grandi deformazioni	Piccole deformazioni
QUALITÀ, PRECISIONE E RIPETIBILITÀ	Da scarsa a buona	Molto Buona	Buona
SENSIBILITÀ ALLA VARIABILITÀ LITOLOGICA	Buona per prove ravvicinate (comunque > 50 cm)	Molto Buona	Discreta
LIMITAZIONI LITOLOGICHE	Terreni medio fini (non ghiaiosi)	Terreni medio fini (non ghiaiosi)	Tutti
POSSIBILITÀ DI PRELIEVO CAMPIONI	Sì	No	No

TABELLA 3 – Confronto tra le prove in sito per la valutazione del potenziale di liquefazione

I terreni della bassa e media pianura sono particolarmente adatti ad essere indagati con la prova CPT, ed infatti questa, per la sua velocità di esecuzione, la sua economicità ed affidabilità, è la prova maggiormente impiegata nella progettazione geotecnica.

La prova CPT ha il grande vantaggio di fornire un profilo del terreno attraversato pressoché continuo, con passo di misura che può variare da 1 a 20 cm. I dati misurati nella prova CPT sono molto più affidabili e ripetibili rispetto alle alte metodologie di indagine.

La capacità di definizione e caratterizzazione stratigrafica della prova CPT quindi, la rende anche particolarmente indicata ed efficace per la realizzazione di profili di resistenza alla liquefazione dei terreni attraversati. Molti autori hanno proposto correlazioni per la stima del CRR da prove CPT, sia trasformando le resistenze della CPT (q_c) in equivalente N SPT, sia utilizzando direttamente i parametri della penetrometria statica. Quest'ultima opzione è stata particolarmente sviluppata negli ultimi anni, partendo dal lavoro di Robertson e Wride (1997). La valutazione della resistenza alla liquefazione si basa sul calcolo del "soil behaviour type index" I_c , che è funzione della resistenza alla punta q_c e dell'attrito laterale f_s .

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5}$$

$$\text{Dove: } Q = [(q_c - \sigma_{v0}) / P_a] [(P_a / \sigma'_{v0})^n]$$

$$\text{e } F = [f_s / (q_c - \sigma_{v0})] \times 100\%$$

In mancanza della possibilità di osservare direttamente la granulometria dei terreni attraversati, la percentuale di terreni fini viene stimata attraverso la correzione della resistenza alla punta con il coefficiente K_c . Detto coefficiente viene calcolato in funzione del Soil Behaviour Type Index.

Il diagramma di flusso riportato in FIGURA 19, mostra la procedura completa per la valutazione del CRR, in cui si vede come i fattori che influenzano questa grandezza

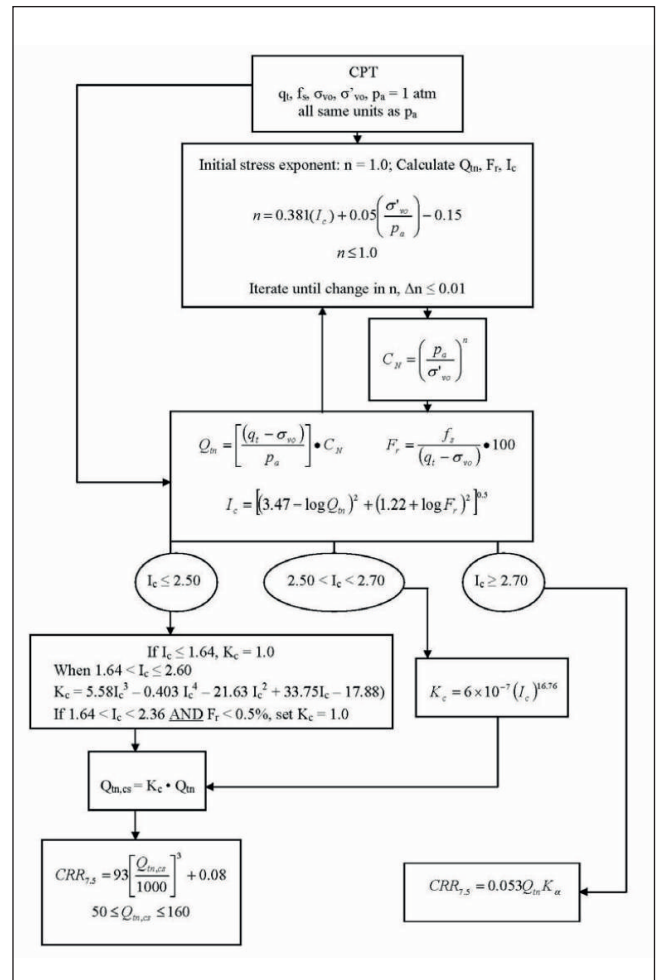


FIGURA 19 – Diagramma di flusso per il calcolo del CRR7.5 (P. K. Robertson e K.L. Cabal - 2012)

sono la qc, la fs, gli stati tensionali nel terreno ed in misura minore ed indiretta la U. Il particolare l'attrito laterale viene utilizzato per la indicizzazione del tipo di terreno lc, che ne definisce la litologia o, più correttamente, il comportamento (SBT). È infatti ormai accertato, che la presenza di materiali fini (limi e argille) inibisce lo sviluppo delle sovrappressioni interstiziali che, durante il sisma, possono portare a liquefazione i terreni. Fondamentale quindi, nello sviluppo della valutazione della resistenza ciclica dei terreni proposta da Robertson, è anche la determinazione del cosiddetto attrito laterale, che nella prova penetrometrica statica è, in rapporto alla resistenza alla punta, direttamente proporzionale alla coesione dei terreni incontrati, cioè alla loro contenuto in fini. Come si può notare dalle grandezze indicate nel suddetto diagramma di flusso, questo è stato realizzato, calibrato e messo a punto, utilizzando dati ricavati da prove eseguite con piezocono, o quantomeno con punta elettrica.

L'applicazione del procedimento di Robertson a dati ricavati eseguendo prove con punta meccanica, porta, a meno di introdurre appositi correttivi nel calcolo, a stime di presenza di materiali fini eccessivamente alte, e conseguentemente a sottostimare la suscettibilità a liquefazione dei terreni incontrati.

L'illustrazione riportata in FIGURA 20 indica come sia alta la variabilità del rapporto tra attrito laterale della punta elettrica rispetto a quella meccanica, anche in considerazione delle differenti tipologie geometriche presenti in commercio di quest'ultima.

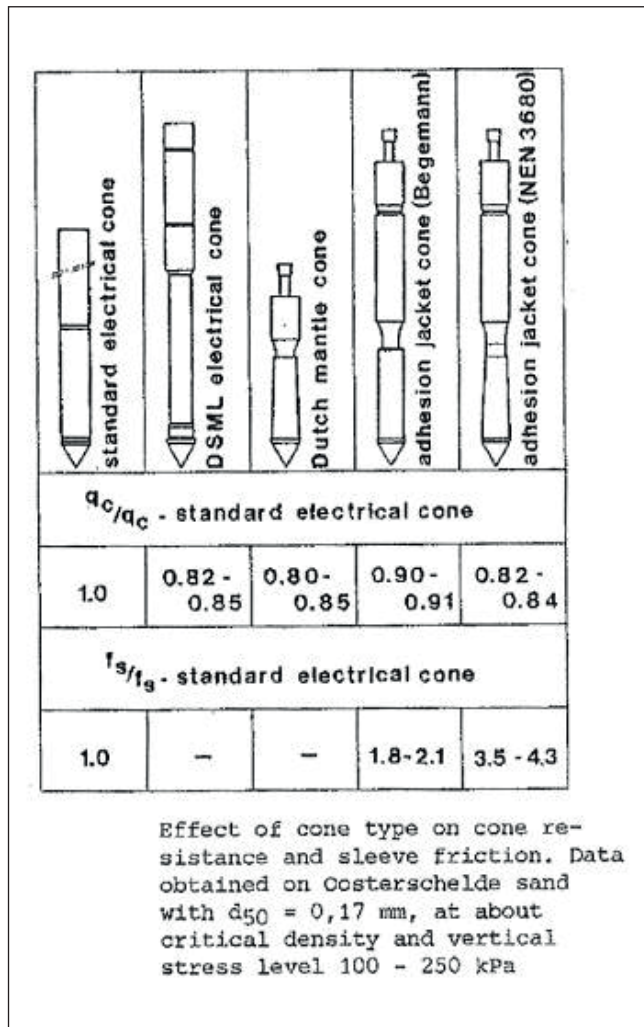
In questo lavoro si vuole evidenziare quantitativamente l'errore a cui si può andare incontro utilizzando dati di input da CPT a punta meccanica in procedure di calcolo che valutano il rischio della liquefazione da dati di CPTU. Sono state confrontate sette coppie di prove penetrometriche statiche, costituite ognuna da una penetrometria a punta meccanica e da una penetrometria a punta elettrica con piezocono.

Le coppie di penetrometrie sono state eseguite a distanza di pochi metri l'una dall'altra (< 10 metri), quindi molto prossime, e tali da considerare non significative le possibili variazioni litologiche laterali.

Si tratta di 7 cantieri distribuiti in varie zone del ferrarese riportati di seguito come casi da 1 a 7, di cui due in area di cratere per il sisma del 20 maggio 2012, dove si è verificato diffusamente il fenomeno della liquefazione (caso 6 e caso 7).

Le coppie di prove sono state messe a confronto sia nei valori di qc che nei valori di fs. Dove qcm e fsm sono la resistenza alla punta e la resistenza all'attrito laterale misurati con la punta meccanica, e qcu e fsu sono la resistenza alla punta e la resistenza all'attrito laterale misurati con la punta elettrica.

Si sono poi eseguite le analisi sul rischio alla liquefazione utilizzando un software commerciale che applica la procedura di Robertson, ed è stato calcolato per ogni caso (CPT e CPTU) il valore dell'indice di potenziale di liquefazione. Per rendere maggiormente confrontabili i risultati, ogni deposito investigato con le coppie di CPT e CPTU è stato sollecitato alle stesse condizioni sismiche, ovvero $M=6.14$, $ag=0,26g$ e la falda freatica è stata posta a -2 metri dal p.c., a prescindere dalla ubicazione del cantiere.



CASO 1 - Sito di Comacchio (FE) – Centro Storico, ambiente vallivo su depositi costieri

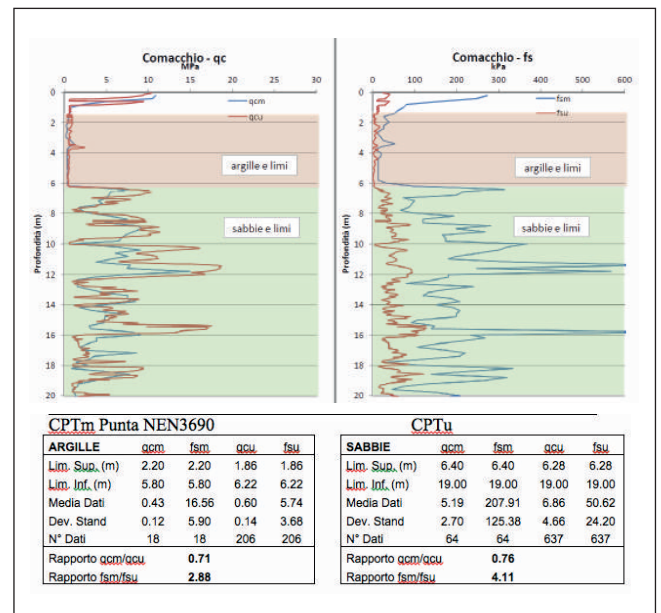
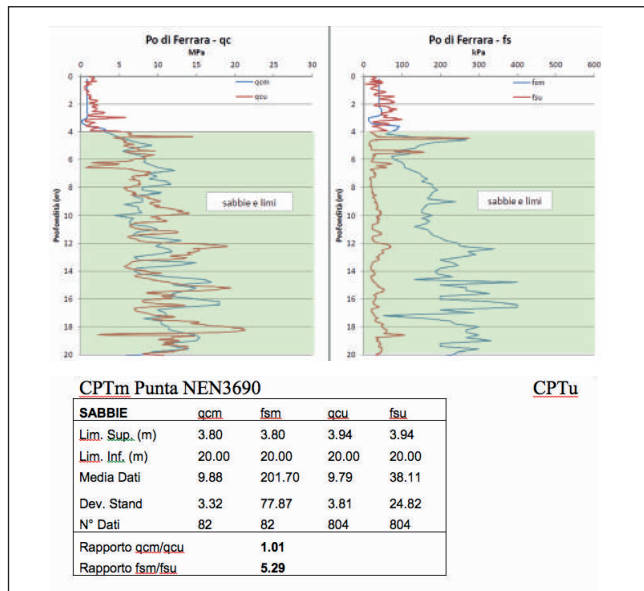
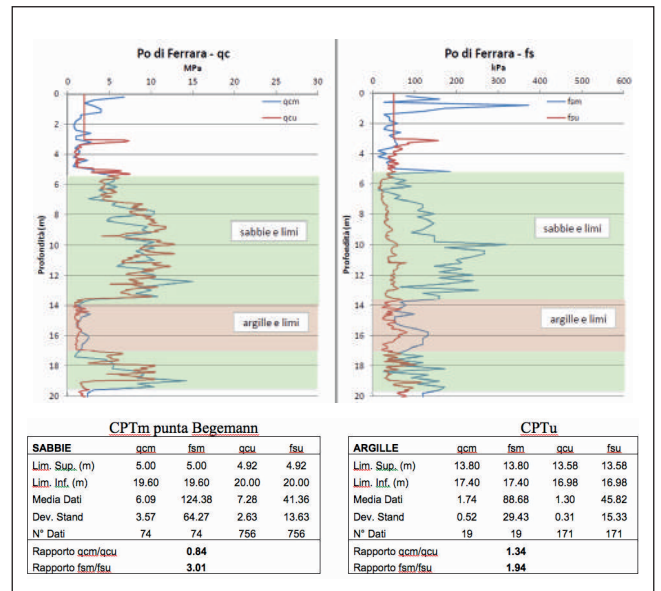


FIGURA 20 – Rapporti di resistenza tra vari tipo di punte CPT (Smits F.P. - 1982)

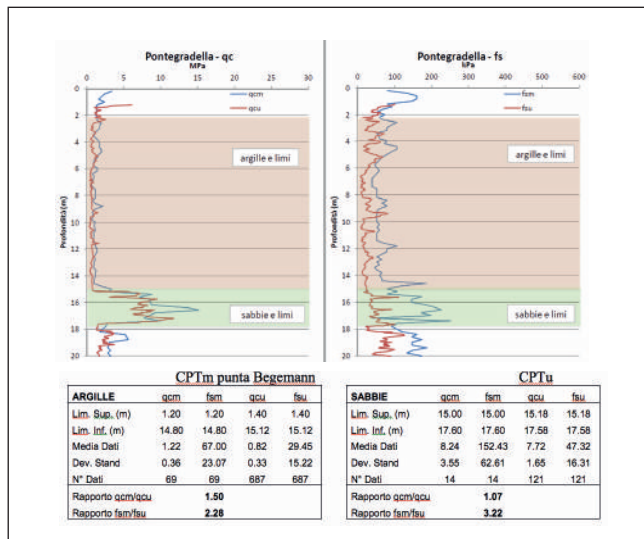
CASO 2 - Ferrara, paleoalveo del Po di Ferrara



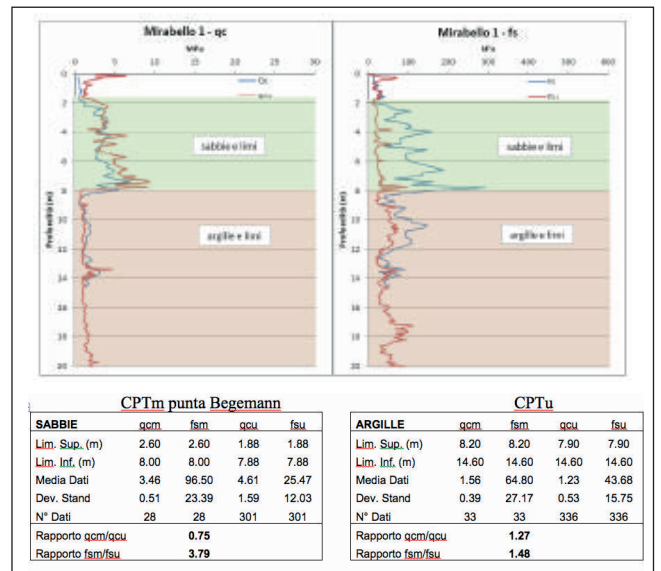
CASO 5 - Ferrara bis Palealveo Po di Ferrara



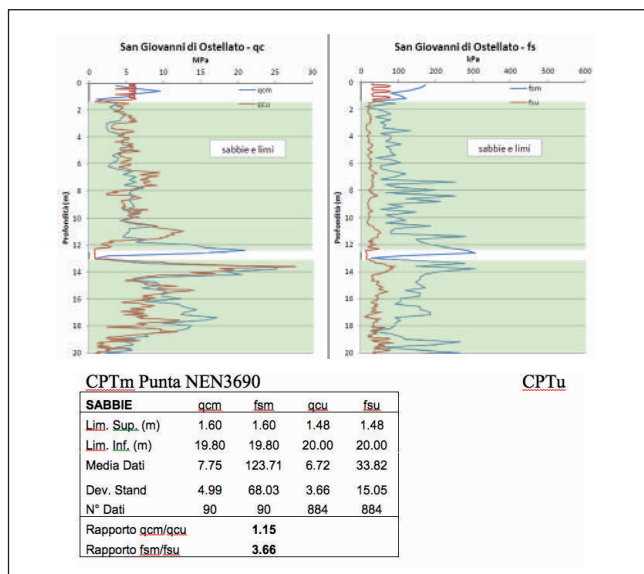
CASO 3 - Ferrara – Pontegradella, piana alluvionale di-stale



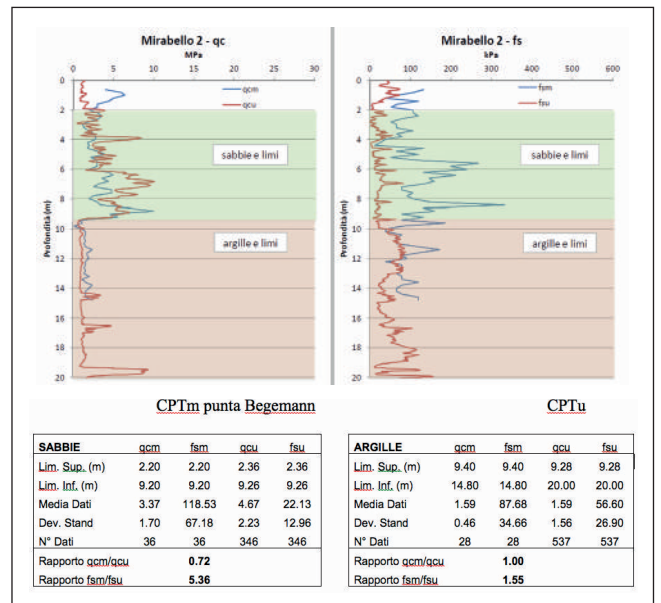
CASO 6 - Mirabello, paleo alveo fiume Reno



CASO 4 - San Giovanni di Ostellato, paleo alveo Padoa-Eridanus



CASO 7 - Mirabello, paleo alveo fiume Reno



3.1 Analisi della liquefazione delle sabbie e comparazione risultati

In TABELLA 4, sono riportati i valori di IPL stimati da CPTm e dal CPTu, secondo il metodo NCEER.

SITO	IPL DA CPT Punta meccanica	IPL DA CPTU Punta elettrica con piezocono
CASO: COMACCHIO CENTRO STORICO	0,00	6,82
CASO 2: FERRARA PALEOALVEO PO DI FERRARA	0,00	7,47
CASO 3: FERRARA PONTEGRADELLA	0,05	1,37
CASO 4: SAN GIOVANNI DI OSTELLATO	0,14	14,67
CASO 5: FERRARA PALEOALVEO PO DI FERRARA	0,71	6,74
CASO 6: MIRABELLO	0,27	13,83
CASO 7: MIRABELLO	0,00	7,00

TABELLA 4 – Confronto tra i valori di IPL ottenuti da punta meccanica CPTm e punta elettrica con piezocono CPTu

In FIGURA 21, 22 e 23, si riportano le sole elaborazioni restituite dal software per il caso Mirabello 6, emblematico, in quanto appartenente a siti ove si è manifestata la liquefazione delle sabbie.

Si osserva che le valutazioni fatte con i dati acquisiti con punta meccanica, senza applicare correzioni, utilizzando il metodo NCEER, non evidenzia la possibilità di tale fenomeno.

Utilizzando come dato di input in questi software commerciali, i valori ottenuti dalla punta elettrica, si perviene a risultati più coerenti con le evidenze purtroppo sperimentate con il sisma del 20 maggio 2012.

CASO 6 - MIRABELLO, CPTm

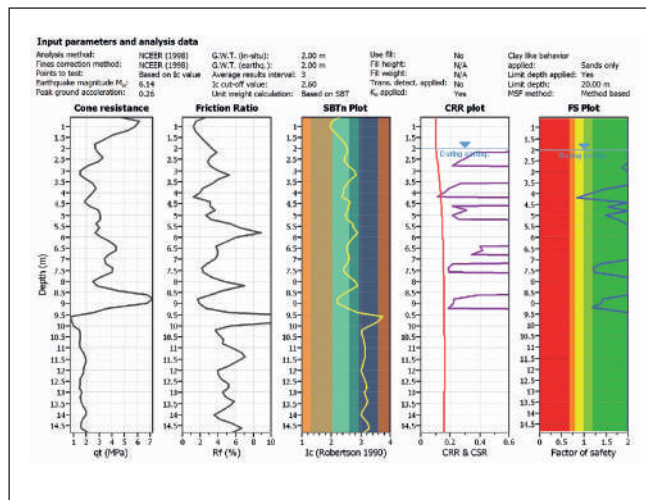


FIGURA 21 – Elaborazione dati acquisiti con prova punta meccanica, IPL=0,27

CASO 6 - MIRABELLO, CPTu

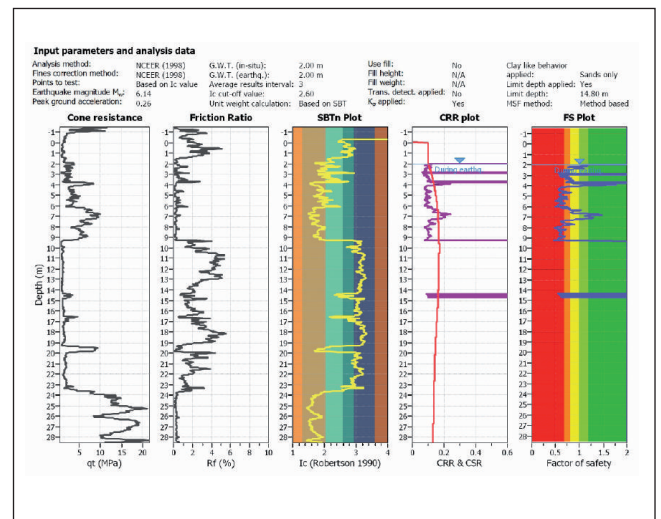


FIGURA 22 – Elaborazione dati acquisiti con prova punta elettrica e piezocono, IPL=13,83

CASO 6 - MIRABELLO

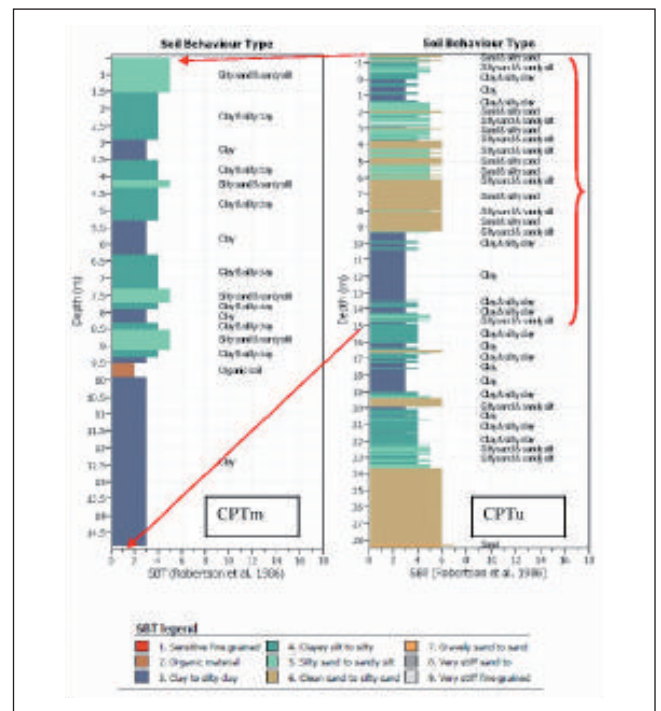


FIGURA 23 – Elaborazione dati acquisiti con prova punta elettrica e piezocono, IPL=13,83

3.2 Conclusioni

Tutte le prove meccaniche sono state eseguite con punta Begemann o con punta tipo NEN 3680, e l'attrito laterale "fs" misurato con queste si è rivelato essere superiore da 3 a oltre 5 volte rispetto all'attrito laterale misurato con la punta elettrica.

La TABELLA 5 raccoglie la sintesi dei rapporti di resistenza delle determinazioni eseguite nei cantieri presentati in questo lavoro. I rapporti delle resistenze di punta e laterale misurati nelle sabbie sono perfettamente con-

gruenti con quelli presentati nel già citato lavoro di Smits (1982), mentre mostrano una variazione minore, i rapporti di resistenza rilevati in terreni argillosi.

COMPLESSIVO SABBIE	Media	Min	MAX
Rapporto qcm/qcu	0.90	0.72	1.15
Rapporto fsm/fsu	4.06	3.01	5.36

COMPLESSIVO ARGILLE	Media	Min	MAX
Rapporto qcm/qcu	1.16	0.71	1.50
Rapporto fsm/fsu	2.03	1.48	2.88

TABELLA 5 – Sintesi dei rapporti di resistenza punta elettrica-punta meccanica

Nella punta elettrica il manicotto laterale ha una forma perfettamente cilindrica, ed è montato su un rocchetto indipendente dal resto della punta che trasmette la pressione ad un trasduttore che a sua volta invia alla centralina un segnale di pressione netta.

Nella punta meccanica il manicotto di attrito non è composto solo dal cilindro di attrito, ma è presente una parte più stretta che si raccorda col mantello della punta, e che offre in avanzamento un bordo di attacco "spigoloso" che produce una resistenza supplementare rispetto ai 150 cm² del solo manicotto di attrito.

Nella FIGURA 24 si evidenziano le porzioni di punta Begemann che concorrono ad offrire un'aliquota di attrito

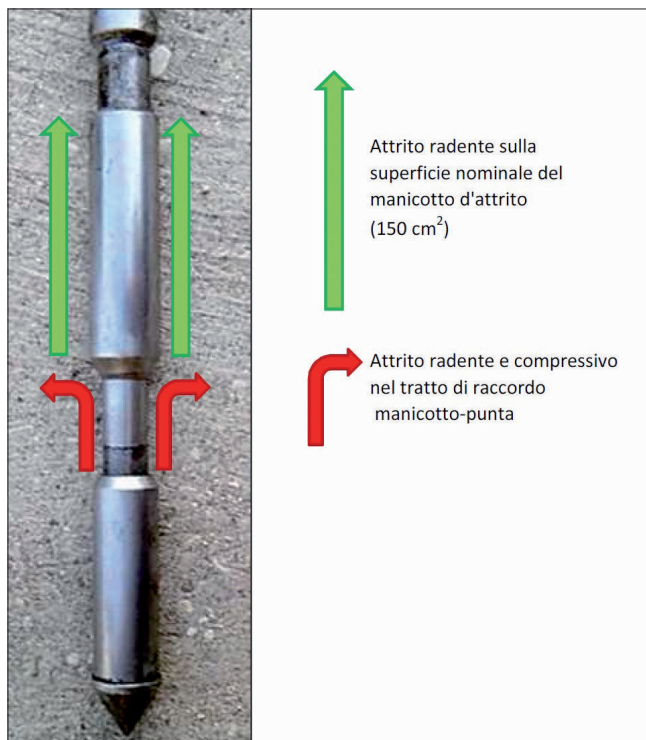


FIGURA 24 – Schema ipotizzato degli attriti che concorrono ad offrire un'aliquota di attrito in più rispetto al solo manicotto preposto per la misura standardizzata della RI

to in più rispetto al solo manicotto preposto per la misura standardizzata.

Con la punta meccanica viene in definitiva calcolata una resistenza laterale maggiore di quella effettivamente sviluppata sul solo manicotto di attrito. Ciò ovviamente si ripercuote nell'intero calcolo della resistenza del terreno alle sollecitazioni del sisma (CRR), ponendo l'intero sistema più stabile e resistente alla liquefazione.

Con la punta elettrica questo non avviene in quanto il manicotto laterale offre esclusivamente la superficie di 150 cm², e non sono presenti asperità di rilievo ai margini dello stesso che possono produrre attriti supplementari. Il metodo di analisi NCERR (1998), così come quello di Robertson, per la stima della fattore di resistenza alla liquefazione nasce dai riconoscimenti litologici derivanti dai misurati con la prova CPTu e non risulta corretto utilizzare quelli derivati dalle CPTm. Le interpretazioni litologiche da prove CPTm con punta meccanica e da prove CPTu con punta elettrica seguono teorie diverse, che non possono essere intercambiabili. Con le CPTm a punta meccanica i riconoscimenti litologici vanno effettuati ovviamente solo con la classificazione secondo le Raccomandazioni AGI (1977), la classificazione secondo Begemann (1965) o la classificazione secondo Schmertmann (1969). Al momento però, in letteratura le uniche procedure presenti per valutare il rischio di liquefazione utilizzando direttamente le prove penetrometriche statiche sono, come quella di Robertson e altri autori, basate sull'utilizzo della punta elettrica/piezococono. Utilizzare i dati da CPTm meccanica per i software che usano il metodo di Robertson implica che si facciano valutazioni litologiche più spostate verso interpretazioni di terreni fini. La CPTm meccanica non è in grado di valutare correttamente il CRR, e finisce per sottostimare considerevolmente il rischio di liquefazione, portando a valutazioni errate. Anche la Regione Emilia Romagna, ha recentemente pubblicato nell'allegato 1.7 all'Ordinanza n. 70 del 13/11/2012, una valutazione statistica su come con i dati della punta meccanica sia sostanzialmente sottostimato il rischio alla liquefazione dei terreni indagati. E' da evidenziare comunque che dalle valutazioni del rischio di liquefazione eseguite sulle sabbie di Mirabello con la procedura di Robertson e Wride, sembra che detto metodo sia sufficientemente affidabile nel prevedere l'insorgenza del fenomeno. Utilizzando ovviamente la strumentazione per il quale detto metodo è stato messo a punto. Questa analisi è stata condotta senza un numero sufficientemente elevato di dati da poter consentire una analisi statistica rigorosa, pertanto è da intendersi come prima valutazione e si offre come spunto per ricerche più approfondite sull'argomento, che potrebbero portare in seguito o alla definizione di parametri correttivi della "fsm" o alla messa a punto di procedure di calcolo calibrate sulle CPT a punta meccanica. Si confida nella ricerca universitaria per far sì che quell'enorme patrimonio di prove a punta meccanica presenti nelle banche dati regionali possa concorrere utilmente agli studi di micro zonizzazione sismica.

Una prima versione di questo ultimo caso di studio, è stata diffusa con la Newsletter di maggio 2014 a cura di Tecnopenta.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia il Laboratorio ELLETIPI di Ferrara, del contributo prezioso, per aver messo a disposizione parte delle indagini utilizzate nelle valutazioni del presente lavoro, in particolare caso n°6 e del caso n°7, in quanto i dati hanno interessato i terreni di Mirabello dove si è verificata la liquefazione delle sabbie in occasione del sisma del 20 maggio 2012.

BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

AGI – RER, Dispense corso di formazione professionale "Geotecnica Sismica" Regione Emilia Romagna Servizio Geologico Sismico e dei suoli, Associazione Geotecnica Italiana. Maggio e Giugno 2013.

Been, K. and Jefferies, M. G. 1985. "A state parameter for sands", *Géotechnique*, 35: pp.99-112.

D'Intinosante V., (2012) "Analisi di risposta sismica locale monodimensionale per la progettazione edilizia - Esercitazione pratica" - dispensa del corso "Indagini geofisiche di supporto all'attività di progettazione ai sensi delle NTC 2008" - Firenze 13 gennaio 2012.

Bol, E; Onalp, A; Arel, E; Sert, S; Ozocak, A "Liquefaction of silts: the Adapazari criteria", *BULLETIN OF EARTHQUAKE ENGINEERING*, Vol. 8, pp. 859-873 - 873, ISSN:1570-761X, DOI: 10.1007/s10518-010-9174-x, AUG, 2010.

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp.

Iwasaki, T., F. Tatsuoka, K. Tokida, and S. Yasuda (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan, in 2nd International conference on microzonation, San Francisco, p. 885-896.

Iwasaki, T., K. Tokida, F. Tatsuoka, S. Watanabe, S. Yasuda, and H. Sato (1982). Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods, in 3rd International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, p. 1319-1330.

Jefferies, M.G., and Davies, M.P., (1993). Use of CPTU to estimate equivalent SPT N60. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 16(4): 458-468.

Jefferies, M.G. and Been, K., (2006). *Soil Liquefaction – A critical state approach*. Taylor & Francis, ISBN 0-419-16170-8 478 pages.

Olsen, R. S. (1984). "Liquefaction analysis using the cone penetrometer test (CPT)." *Proc., 8th World Conf. on Earthquake Engrg.*, Vol. 3, 247-254.

Lai C.G., Foti S., Rota M., (2009) "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione" - Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia IUSS Press.

Lanzo G., Silvestri F., (1999) "Risposta sismica locale - Teoria ed esperienze" - Argomenti di ingegneria geotecnica - Hevelius Edizioni.

Olsen, R. S. (1997). "Cyclic liquefaction based on the cone penetration test." *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 225-276.

Robertson P.K. and Campanella R.G. (1983). "Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand". *Canadian Geotechnical Journal*, 20, 4, 718-733.

Robertson, P. K., and Wride, C. E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test." *Can. Geotech. J.*, Ottawa, 35(3), 442-459.

Robertson, P. K., and K.L. Cabal (2012). "Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering", 5th Edition, Gregg Drilling & Testing, Inc.

Schmertmann, J.H. (1978). *Guidelines for cone penetration tests performance and design*. Federal Highways Administration, Washington, D.C., Report FHWA-TS-78-209.

Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971). "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential." *J. Soil Mech. Found. Div.*, 97(SM 9), 1249-1273.

Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1982). "Ground motion and soil liquefaction during earthquakes." *Monograph*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.

Seed, R. B., et al. (2003). "Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework." *Earthquake Engineering Research Center Report No. EERC 2003-06*, Pacific Earthquake Engineering Research, Berkeley, CA.

Smits, F.P., (1982). "Cone penetration tests in dry sand". *European symposium on penetration testing*, 2, ESOPT, Amsterdam, May 1982. *Proceedings*, Vol. 2, 877-881.

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., and Stokoe, K. H., 2001. *Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils*, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 127(10), 817-33.

Per il download del software free Strata: <http://nees.org/resources/strata/supportingdocs>