

Indagine Geologica e Sismica

Piano Urbanistico Attuativo PP135

Geotecnica, Geomorfologia e Idrogeologia, Discariche, Bonifiche di Zone Inquinata, Indagini geognostiche: Prove CPT, DPM, di carico su piastra PLT, Prospezioni Geofisiche: Sismica a rifrazione di superficie e in foro, DOWN-HOLE e CROSS-HOLE, Tomografia Elettrica e Sismica. Misurazione velocità di flusso della falda con sistema di STANUDIN, Monitoraggio acque sotterranee, Indagini Geo RADAR Indagini superficiali per ricerche archeologiche, con Elettro magnetometro EM31

REGIONE: Emilia Romagna.

PROVINCIA: Reggio E.

COMUNE: Correggio.

COMMITTENTE:

Nizzoli Immobiliare Srl

Via Fosdondo, 48

42015 Correggio (RE).

Località Intervento:

Via Fornacelle Fosdondo di Correggio.

Report dati geologici e sismici

DATA INDAGINE:

Settembre 2020

Il Tecnico:

STUDIO TECNOGEO



Dr. Geol. Riccardo Triches

Via G. Pascoli n° 53 - 41012 Carpi (MO)

e-mail: triches@tecnogeoitalia.com

pec: r.triches@pec.it

Tel. 348/7442774 fax 059/8672203

Indagine geologica e sismica
PUA PP135 loc. Fosdondo di Correggio
comune di Correggio (RE)

Committente: Nizzoli Immobiliare Srl
via Fosdondo 48
42015 Correggio RE

INDICE

PREMESSA E INQUADRAMENTO	2
CENNI DI GEOLOGIA TERRITORIALE	2
Inquadramento geomorfologico	3
Cenni sulla profondità di falda	4
IPOTESI MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO	4
Verifiche sismiche (Ntc/18)	17
Caratteristiche sismiche territorio	17
Dati sismici di pianificazione: Microzonazione sismica del territorio comunale	17
Piano gestione del rischio alluvionale PGRA – D. g. R 1300/2016	21
Indagini sismiche direttamente eseguite	23
Prove geognostiche prese a riferimento per stratigrafia profonda	23
Risposta Sismica Locale	27
Indagine sismica passiva HVSr (Microtremori)	27
Metodologia d'indagine MASW	30
Indagine ad antenna sismica passiva (metodo ESAC) con elaborazione congiunta Masw- Esac	32
Analisi monodimensionale di Risposta Simica Locale (RSL)	35
Definizione input sismico	36
Dati disaggregazione	36
Estrazione accelerogrammi (database - Prog Rexel)	37
Analisi numerica (prog. RSLIII 1D - codice Shake/Shake 91)	40
Dati Output (prog. RSLIII 1D-rel. '21)	42
Suscettività alla liquefazione dei terreni del sottosuolo	47
Conclusioni e suggerimenti	61

Tavole e figure

Planimetria zona ubicazione indagini	Fig. 1 (nel testo)
Schema geologico da Cremonini-Ricci Lucchi	Fig. 2 (nel testo)
Sezione geologica profonda pianura modenese-reggiana	Fig. 3 (nel testo)
Carta Geomorfologica	Fig. 4 (nel testo)
Ubicazioni indagini in situ	Fig. 5 (nel testo)
Mappa pericolosità di alluvioni e degli elementi potenzialmente esposti (PGRA 1300/16)	Fig. 6 (nel testo)
Mappa del Rischio Potenziale (PGRA 1300/16)	Fig. 7 (nel testo)
Stralcio della Fig. 9 estratta da "Mapping the Seismic Bedrock of the Po Plain (Italy)" parz. modif.	Fig. 8 (nel testo)
Schema illustrativo prova Masw	Fig. 9 (nel testo)
Sismogramma con indicazione onde P, S e di Rayleigh	Fig. 10 (nel testo)
stato Limite SLV spettri a confronto: RSL vs Spettri cat C e D da NTC (normalizzazione spettro RSL come da ICMS2018)	Fig. 11 (nel testo)
stato Limite SLD spettri a confronto: RSL vs Spettri cat C e D da NTC (normalizzazione spettro RSL come da ICMS2018)	Fig. 12 (nel testo)

Schede prove eseguite:

Schede prove penetrometriche Cpt	Nel testo (vedi cap. relativo e fine report)
Scheda rilievo sismico passivo HVSr	Nel testo (vedi cap. relativo)
Schede prospezione sismica (ESAC-Masw)	Nel testo (vedi cap. relativo)

Allegati:

Parere Consorzio Bonifica su esondabilità area (DGR 1300/16)	a fine report
Atlante Fotografico indagini eseguite	a fine report
Tabulati accelerogrammi della RSL (Stato Limite SLV)	a fine report
Tabulati accelerogrammi della RSL (Stato Limite SLD)	a fine report

PREMESSA E INQUADRAMENTO

Lo studio geologico e sismico, oggetto della presente relazione è relativo al progetto di realizzazione del Piano Urbanistico Attuativo di iniziativa privata denominato PP135, in via Fornacelle/Fosdondo, ubicato in comune di Correggio (RE).

Lo studio geologico e sismico in oggetto, è stato realizzato nel rispetto delle leggi nazionali, in materia di Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni:

- 1) Ord. P.C.M. n. 3274/2003 e succ. mod. e integrazioni.
- 2) DM 17-1-18 Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC).
- 3) Istruz. Applicaz. NTC 17-1-08 Consiglio Sup. LL PP.

Committente:

Nizzoli Immobiliare Srl
Via Fosdondo, 48 – Correggio RE.

L'area in analisi dal punto dell'assetto topografico presenta le seguenti caratteristiche:

- Pianeggiante,
- quote medie assolute del pc stradale (dedotto da CTR allegato) circa in corrispondenza del accesso carrabile del edificio in corrisponde a 31.2 m slm

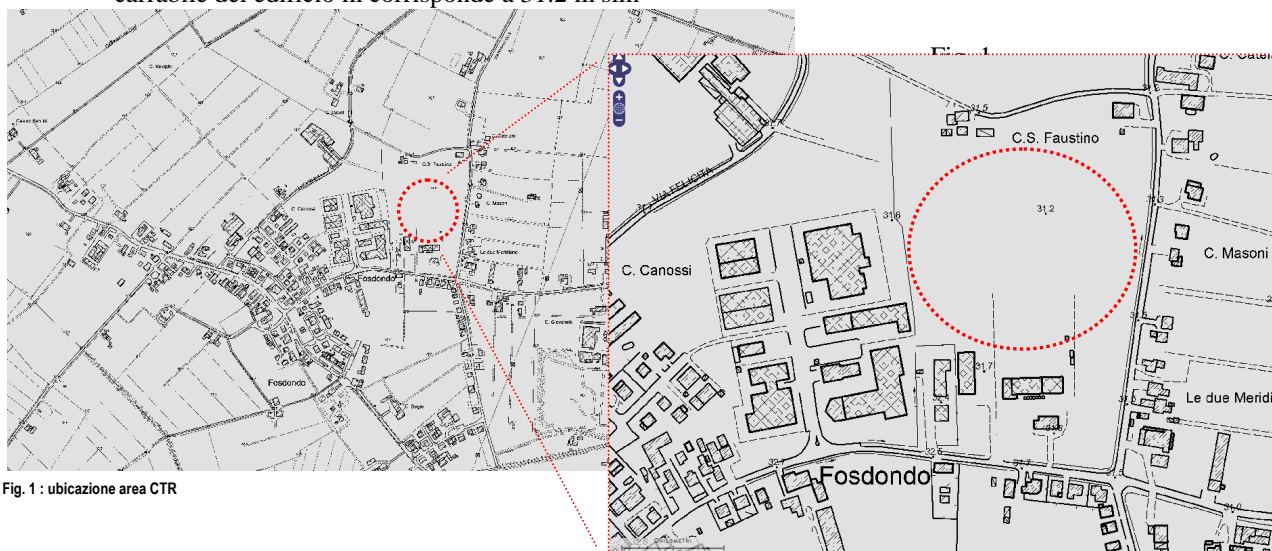


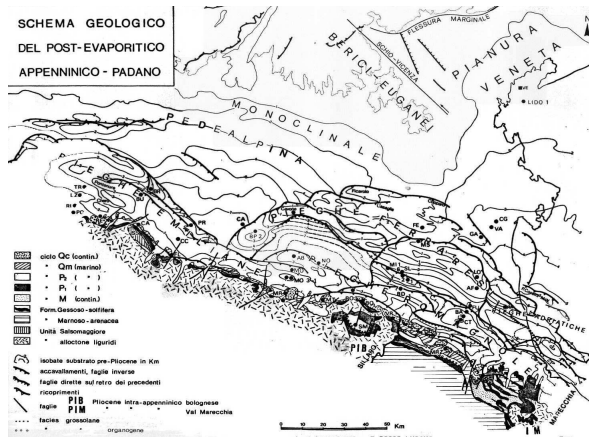
Fig. 1 : ubicazione area CTR

CENNI DI GEOLOGIA TERRITORIALE

L'area in studio appartiene al bacino subsidente Pliocenico-Quaternario della Pianura Padana.

Quest'ultima è suddivisa geologicamente in due complessi (o Sintemi):

- **uno superiore**, con formazioni Oloceniche-Pleistoceniche costituite da depositi clastici delle alluvioni dei fiumi alpino appenninici e quindi in facies continentale.
- **uno inferiore**, con successioni Pleistoceniche medio inf. e/o Plioceniche con sedimenti in facies marina



Dette unità litostratigrafiche formano un'ampia struttura sinclinalica, complicata in numerose pieghe e dislocazioni, con direttrici prevalentemente appenniniche che, nell'insieme, fanno parte di una struttura tettonica a carattere compressivo.

Tale assetto geologico strutturale, nella fascia settentrionale della provincia di Reggio E., è contraddistinto in profondità da:

- margine sud della monoclinale pedealpina, al contatto con la zona delle pieghe emiliane pedeappenniniche sepolte, sotto regione delle Pieghe Emiliane. (vedi Fig. 2 a lato)

Fig.2 Schema geologico da Cremonini-Ricci Lucchi

Le formazioni descritte sono state interessate da movimenti anche neotettonici che però, in base ai dati pubblicati dal C.N.R. (Progetto Finalizzato Geodinamica), non risulta abbiano manifestato evidenti spostamenti o fratture superficiali, nel settore oggetto dell'intervento.

In particolare la struttura sepolta "positiva" denominata "Dorsale Ferrarese" è contraddistinta, nel suo complesso, da una tettonizzazione discretamente intensa, che ha subito movimenti anche in tempi "recenti" denunciando un'attività neotettonica (Cremaschi e Papani, 1975; Ist. Geol. MO, 1978).

Tale considerazione, trova conferma anche dalle antiche e progressive migrazioni verso W dei fiumi appenninici e verso N del Po (Veggiani, 1974).

I depositi alluvionali più superficiali, (primi 250÷300 m di sottosuolo) sono essenzialmente costituiti da sequenze di livelli limoso-argillosi, ai quali s'intercalano lenti sabbiose a struttura lenticolare e moderata continuità laterale.

Successivamente a profondità maggiori, si riscontrano orizzonti argilloso-sabbiosi, sabbioso-argillosi, contenenti macrofossili e livelli torbosi, permeati da acque dolci sino a circa -350÷-450 m dal piano campagna, quota alla quale nelle aree in analisi compaiono le acque salmastre.

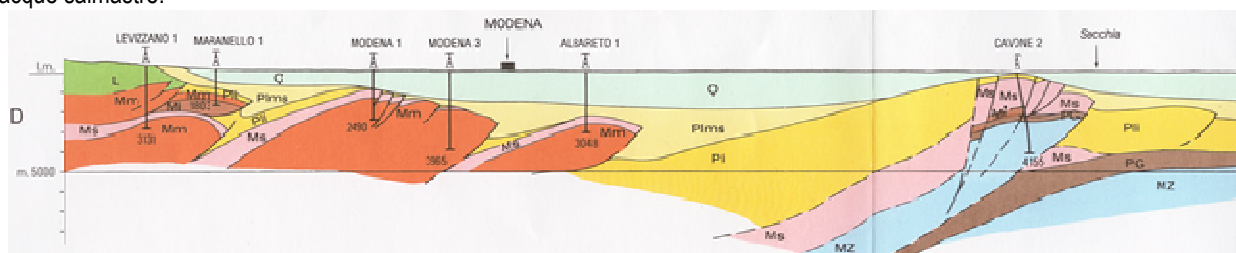


Fig.3 Sezione geologica profonda pianura modenese-reggiana (da Pieri e Groppi 1981) Q= Quaternario, Plms=Pliocene mediosup., Pli= Pliocene inf., Ms= Miocene sup., Mm= Miocene medio, Mi= Miocene inf., PG= Paleogene, MZ= Mesozoico, L= Liguri

Inquadramento geomorfologico

In rapporto a quanto esposto va rammentato che i fiumi nelle zone di pianura svolgono prevalentemente un'azione di sedimentazione, con colmamento delle aree più depresse. Infatti durante il Pleistocene causa il forte rallentamento della tettonica compressiva responsabile delle strutture sepolte al di sotto dei sedimenti della pianura, si ha il prevalere nella fascia pede-appenninica di subsidenza generalizzata, con colmamento delle depressioni del sistema sopra descritto, ad opera della deposizione dei materiali trasportati dagli apparati fluviali.

Ne consegue che, in occasione di variazioni climatiche, accompagnate in genere da fenomeni di piena fluviale, in condizioni naturali si verificavano rotte e/o tracimazioni, con mutazioni nelle direzioni delle aste fluviali.

I tratti residui di fiume, costituivano ostacoli alle successive impostazioni del reticolo idrografico, essendo settori di territorio a quote relative maggiori.

L'evoluzione idrografica naturale dei corsi d'acqua, è stata in tempi storici sensibilmente influenzata l'uomo.

Dall'analisi di alcune carte storiche del 1600 - 1700, si possono infatti osservare antichi tratti fluviali che denunciano opere di rettifica e regimazione antropica.

Un paleo-sistema idrografico come sopra descritto, è osservabile al intorno di Correggio, dove si rilevano paleoalvei (antichi tratti fluviali abbandonati e non più attivi) a direttrice globalmente SW-NE, in particolare relativamente al sito in analisi, è possibile osservare un paleoalveo ad andamento circa NE-SW a sud di Via Fosdondo che si sviluppa circa fra Via Ronchi e S. Michele della Fossa, un analogo antico tracciato fluviale è osservabile immediatamente a ovest del PUA in analisi, circa tra l'abitato di Fosdondo e Canolo di Sopra, per proseguire poi anche più a nord in direttrice NE. (vedi Fig. 4)

Al di fuori del territorio comunale, immediatamente a settentrione della direttrice Rio S.-Campagnola E. sono presenti ambienti geomorfologici planiziali di tipo vallivo che si estendono sino circa a Novi di Modena: sono caratterizzati da sedimentazione lenta con prevalenza di potenti bancate costituite da litotipi essenzialmente argillosi.

I paleoalvei sopra descritti, sono attribuibili prevalentemente ad alvei abbandonati dei torrenti Crostolo-Tresinaro.

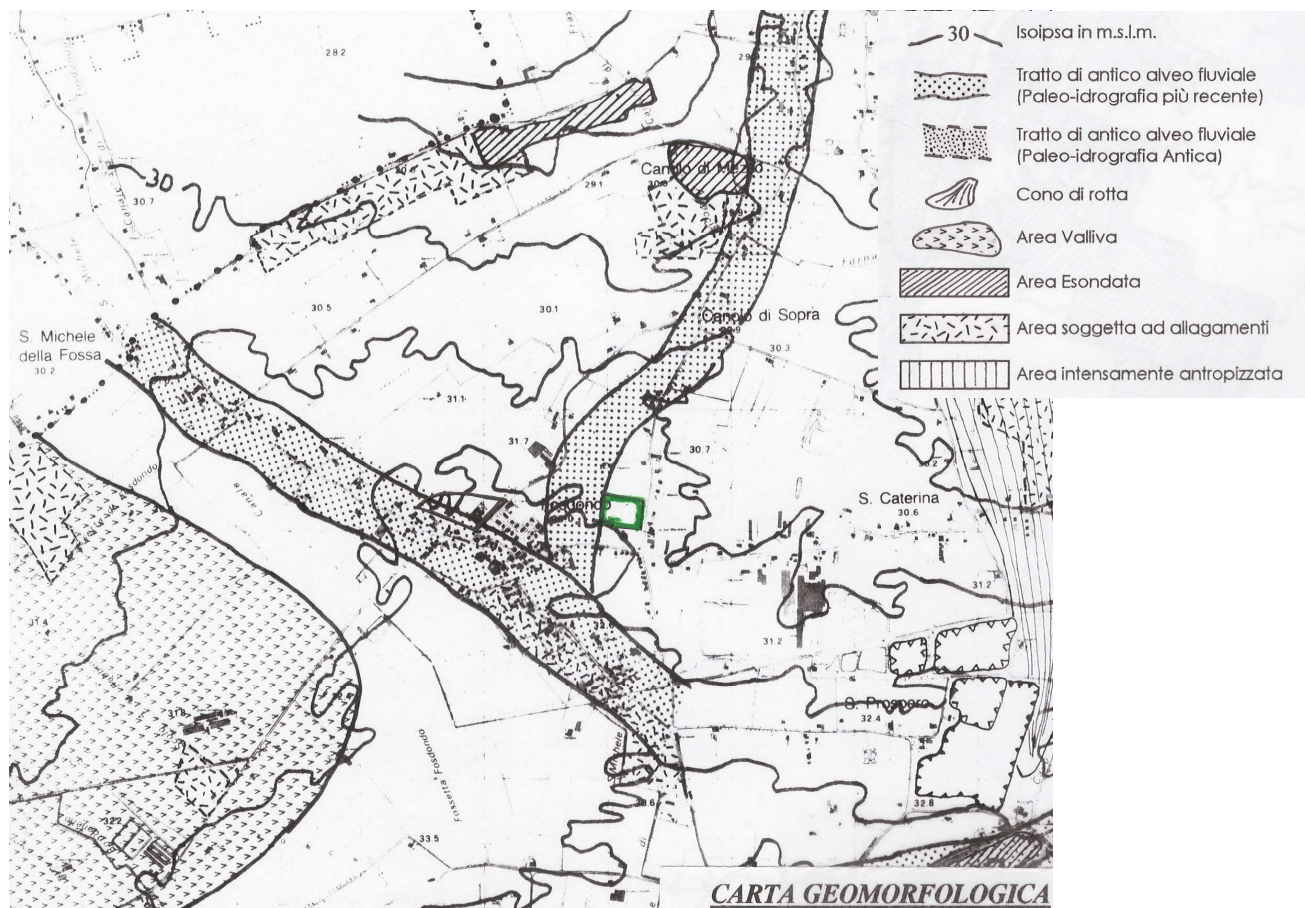


Fig.4 Carta Geomorfologica porzione occidentale territorio Correggio

L'area in analisi (PUA - PP135) è indicata dal quadratino verde in fig. 4 si ubica immediatamente ad oriente del paleoalveo sopra descritto ad andamento SW-NE, nella successione dei livelli litologici della zona è quindi possibile attendersi in superficie orizzonti essenzialmente limoso argillosi, ai quali localmente possono intercalarsi lenti limosi e limoso sabbiosi e sabbioso limosi a spessore ridotto e scarsa continuità laterale a struttura spiccatamente lentiforme.

Cenni sulla profondità di falda

In relazione alla profondità dell'acqua nel sottosuolo si osserva che, la presenza di orizzonti essenzialmente argillosi e argilloso-limosi nei primi di sottosuolo, può causare il confinamento localmente della falda e che come conseguenza l'acqua può essere assente o molto rallentata la risalita, in scavi superficiali, spinti in genere nei primi 1/2 m di sottosuolo.

Nelle prove penetrometriche eseguite il livello idrico è risultato a profondità variabile fra -1.7/-2.5 m da pc al momento di esecuzione delle prove (agosto 2020) e da riferire unicamente al periodo di rilevazione.

Per una definizione corretta del livello idrico nel sottosuolo, in particolare qualora il progetto eventualmente anche in futuro, preveda la esecuzione di locali interrati od opere interrate, è necessario, preliminarmente alla progettazione esecutiva, effettuare scavi pilota, sino alla profondità di 2/3 m e verificare la presenza di venute idriche all'interno degli scavi, al fine di ottenere-rilevare la corretta profondità del tetto di falda freatica, che può essere presente nel sottosuolo.

IPOTESI MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO

METODICA E CRITERI GENERALI

Le indagini geognostiche CPT eseguite nel sito in analisi, hanno permesso di evidenziare gli aspetti geologico-geomeccanici del primo sottosuolo e di riconoscere le caratteristiche del "volume significativo di terreno" al di sotto delle zone di prevista edificazione. Sono stati anche indagati 30 m di sottosuolo dal punto di vista sismico.

In base a quanto previsto dal testo NTC 17-1-18 (Cfr. cap. 2.4.2 classi d'Uso), dato gli scopi dell'indagine finalizzata alla, "realizzazione edificio" *il cui uso prevede NORMALI affollamenti*, si possono utilizzare i seguenti parametri:

Vita Nominale (V_N):	≥ 50 anni
Classe d'uso (C_U):	II coeff. 1
Periodo riferimento azione sismica (V_R):	$V_N \cdot C_U = \geq 50$ anni
Verifiche allo Stato limite ultimo di resistenza del terreno	GEO
Approccio di calcolo 2 combinazione UNICA	coeff. parziali A1, M1 R3
Stato limite di esercizio previsto	SLV (salvaguardia della Vita)
Probabilità di superamento evento sismico (P_{VR})	10%
Limite periodo di ritorno (TR) per SLV	475 anni

Per il calcolo della capacità portante della fondazione (come previsto da NTC 17-1-18), si ricorda che, con la parametrizzazione sopra esposta, la struttura e/o gli edifici che saranno realizzati dovranno, per la verifica dello stato limite di resistenza della struttura (verifica STR), prevedere che le azioni di progetto in fondazione derivanti da un'unica analisi strutturale, e siano calcolate mediante **l'uso dei coefficienti parziali del gruppo A1.**

IPOTESI di Verifica stato limite ultimo (SLU-GEO)

Per individuare le caratteristiche litologico meccaniche dei terreni in corrispondenza delle zone di prevista edificazione del PUA PP135 in analisi, è stato possibile eseguire 6 prove penetrometriche CPT tipologia M (sistema di misura meccanico), disposte come concordato con progettista strutturale ed in base alle possibilità operative, come esposto in Fig. 5:

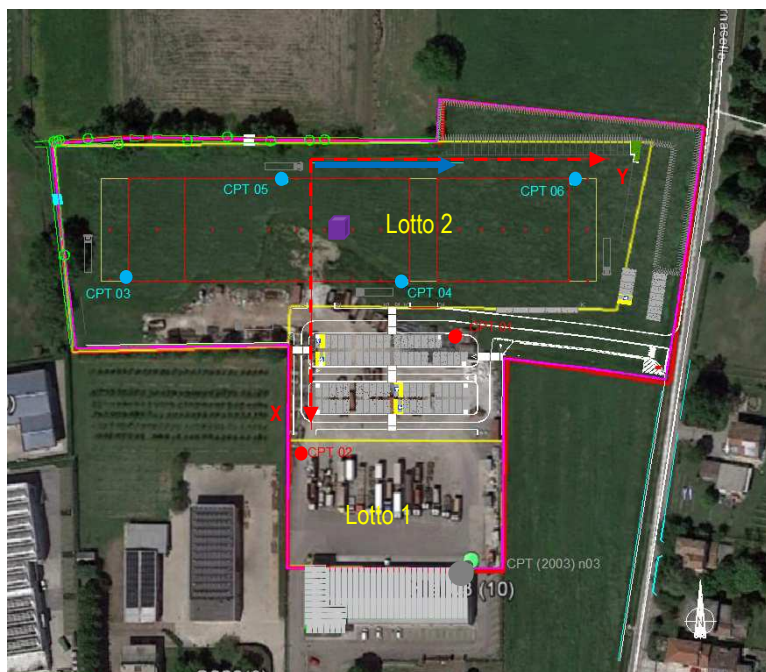


Fig. 5: Ubicazioni indagini insitu

Indagini geognostiche CPT

- Prova penetrometrica Cpt Lotto 1 (2020)
- Prova penetrometrica Cpt Lotto 1 (da indagine precedente 2003)
- Prova penetrometrica Cpt Lotto 2 (2020)

Posizione prevista edifici (Lotto 2)



Indagini sismiche per RSL eseguite

Array (antenna) sismica (tecnica passiva) ESAC

Indagine in sismica attiva Masw

Rilievo sismico tecnica passiva HVSr (Tromino)



Le prove cpt sono state effettuate utilizzando un penetrometro statico di tipo olandese, conforme alla certificazione CE, da 200 KN, mod. TG73/200.

- Dispositivo di spinta: 200 kN;
- Sistema acquisizione dati con cella a trasduttore di pressione e lettura digitale;
- Punta con manicotto di Begemann (Friction Sleeve Cone);
- Anello allargatore sulla seconda/terza asta.

Le cpt, hanno raggiunto profondità di:

Lotto 1: tramite scavo dei materiali antropici superficiali Cpt 1 -2 m – 15 m da piano campagna

Lotto 2: eseguite sul terreno naturale Cpt 3/4/5/6 –20 m da pc

I dati geotecnici sono rilevabili negli allegati log penetrometrici, contraddistinti da:

- | | | |
|---------------------------------|---|-----------------|
| ◆ log di destra tratto continuo | = Resistenza alla punta: | q_c (kg/cmq). |
| ◆ istogramma di sinistra | = Resistenza unitaria ad attrito laterale: | f_s (kg/cmq). |
| ◆ log di sinistra punti | = Rapporto di Begemann o Indice delle Resistenze: | q_c/f_s . |

In base al rapporto di Begemann che indica la litologia dei terreni sondati, è stato possibile riconoscere la successione litostratigrafica di ogni verticale di indagine, che hanno messo in evidenza **l'elevata variabilità laterale** dei caratteri litologici e geo

meccanici dell'area in analisi, per tale motivo le prove sono state raggruppate e descritte per singolo Lotto. A seguire le schede delle prove eseguite nel contesto della presente analisi e loro proposta interpretativa.

La classificazione litologica indicata nell'ipotesi "parametri riassuntivi unità geologiche", fa riferimento alla tabella di classificazione delle terre del MIT-USCS:

TERRENI A GRANA GROSSA	Trattamento al serbatoio n. 200 > 50%	pass. 200 < 5%	Cu ≥ 4 e/o $C_c < 3$	GW	Ghiaie pulite con granulometria ben assortita miscela di ghiaie e sabbia
TERRENI A GRANA FINE	% Ghiaia > 5% Sabbia Trattamento al serbatoio n. 4 > 50%	pass. 200 < 5%	Cu ≥ 4 e/o $C_c < 3$	GP	Ghiaie pulite con granulometria poco assortita miscela di ghiaie e sabbia
			% fine ML o MH	GW-GM	Ghiaie limose ben assortite
			% fine CL o CH	GW-GC	Ghiaie argillose ben assortite
		5% < pass. 200 < 12%	Cu ≥ 4 e/o $C_c < 3$	GP-GM	Ghiaie limose poco assortite
			% fine ML o MH	GP-GC	Ghiaie argillose poco assortite
			% fine CL o CH	GP-GC	Ghiaie limose, miscela di ghiaie sabbia e limo
	pass. 200 > 12%	pass. 200 < 5%	% fine M e C	GM	Ghiaie limose e argillose
			% fine CL o CH	GC	Ghiaie argillose, miscela di ghiaie, sabbia e argilla
			Cu ≥ 6 e/o $C_c < 3$	SW	Sabbie pulite con granulometria ben assortita sabbie ghiaiose
		5% < pass. 200 < 12%	Cu ≥ 6 e/o $C_c < 3$	SP	Sabbie pulite con granulometria poco assortita miscela di ghiaie e sabbia
			% fine ML o MH	SW-SM	Sabbie limose ben assortite
			% fine CL o CH	SW-SC	Sabbie argillose ben assortite
	pass. 200 > 12%	pass. 200 < 5%	% fine ML o MH	SP-SM	Sabbie limose poco assortite
			% fine CL o CH	SP-SC	Sabbie argillose poco assortite
			% fine M e C	SM	Sabbie limose miscela di sabbia e limo
		5% < pass. 200 < 12%	% fine M e C	SC-SM	Sabbie limose e argillose
			% fine CL o CH	SC	Sabbie argillose miscela di sabbia e argilla
			Ip > 7 sopra Linea A	CL	Argille inorganiche di medio-bassa plasticità
	w _L < 50 %	Inorganico	4 < Ip < 7 sopra Linea A	CL-ML	Argilla limosa o limo argilloso di bassa plasticità
			Ip < 4 sotto Linea A	ML	Limi inorganici, limi argillosi di bassa plasticità
			sopra Linea A	OH	Argille organiche di medio alta plasticità, limi organici
		Organico	sotto Linea A	CH	Argille inorganiche di elevata plasticità
				MH	Limi inorganici
				OL	Limi organici argille limose organiche di bassa plasticità

Ed i parametri geo meccanici esposti sono ricavati dalle formulazioni sotto riportate:

γ = peso volume umido (kN/m³)
Relazione di Mayne (2010)

ϕ = angolo attrito (°) di picco (terreni granulari)
mediato su 4 metodi [Durgunoglu&Mitchel, Robertson&Campanella, Cheng&Yuang (1975-83-96) – Kulhawy&Mayne (1990) – Robertson&Campanella (1983, 90) - Salgado (2004)].

Su = resistenza al taglio non drenata (kPa)
Metodo classico Su = (qc - σ_v)/N_k [con N_k variabile fra 15 e 18 secondo terreno normal o sovra consolidato].

Md = modulo confinato (MPa)
terreni incoerenti Mayne e Frost (1988) e per terreni coesivi Shultze e Menzenbach(1961)].

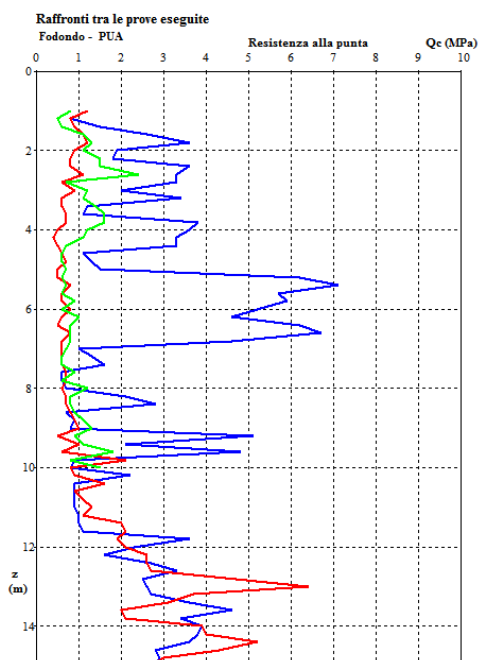
G = modulo di Taglio (MPa)
Modulo a basse deformazioni Mayne e Rix (1993) terreni coesivi - Kimmerling et al. (2002) terreni incoerenti.

Cc = indice compressibilità
Solo terreni coesivi Marchi&Righi

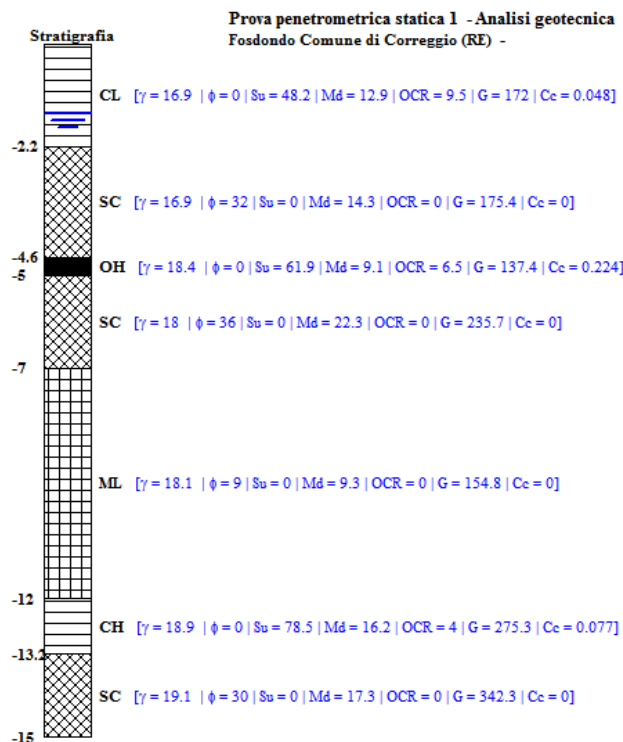
OCR = grado sovraconsolidazione

Lotto 1 Cpt 01 e 02 (2020) e prova eseguita in precedenza n°3 del 2003 (vedi Fig. 5 sopra esposta)

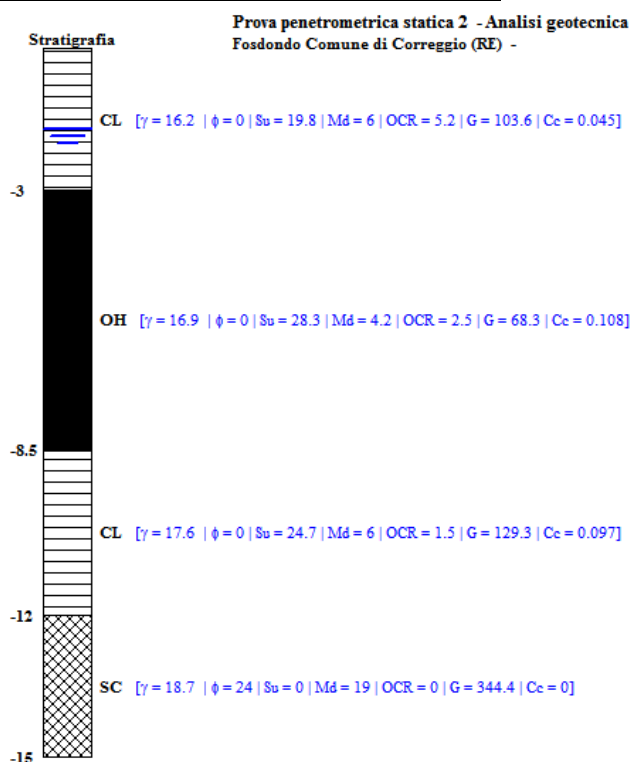
Confronto valori resistenza punta qc (Prove 1/2 (2020) e 03-2003)



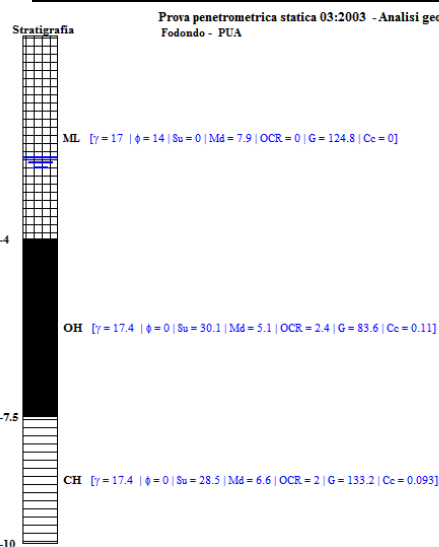
Cpt01 ipotesi parametri medi riassuntivi unità geologiche



Cpt02 ipotesi parametri medi riassuntivi unità geologiche



Cpt03(2003) ipotesi parametri medi riassuntivi unità geologiche



Dai grafici sopra esposti e del andamento valori qc/profondità delle verticali Cpt eseguite, emerge una spiccata disomogeneità sia litologica che di resistenza fra i punti di prova eseguiti, con una moderata correlabilità fra le prove Cpt 02 del 2020 e la Cpt03_2003 (eseguita in precedenza) in particolare in considerazione dello spessore dell'orizzonte argilloso-limoso a probabile contenuto organico, presente circa fra -3/-4 m e -7,5/-8,5 m da pc, che in corrispondenza della Cpt02 (2020) si riduce in spessore rilevabile solo fra -4.4/5.0 m da pc. I valori di resistenza alla punta (qc) fra le 2 verticali del 2020 sono sufficientemente confrontabili a partire da -12 m da pc.

A seguire i tabulati dei singoli valori di ogni strato delle Cpt.

Legenda:

z = profondità (m)
CF = contenuto di fine [passante al 200] (%)
Id = indice di densità (%)
f_p = angolo d'attrito di picco(°)
f_{vc} = angolo d'attrito a volume costante(°)
Su = resistenza al taglio non drenata (kPa)
g = peso di volume (kN/mc)
OCR = grado di sovraconsolidamento
E = modulo elastico operativo E25 (MPa)

CPT 01

z	L	g	CF	Id	f _p	f _{vc}	Su	OCR	E
1.2	Argilla	16.6	42				43.2	11	6.4
1.4	Limo Sabbioso	16.3	21	26	36.0	33.5		1.8	7.6
1.6	Limo Sabbioso	17.3	20	39	39.0	33.9		2.9	11.9
1.8	Argilla limosa	18.0	20				198.1	30	29.4
2.0	Limo Sabbioso	16.7	20	29	36.0	33.0		1.8	9.3
2.2	Sabbia limosa	17.0	24	27	36.0	33.5		1.6	9
2.4	Argilla limosa	18.2	21				197.5	30	29.3
2.6	Sabbia limosa	16.4	8	42	39.0	33.6		2.8	14.9
2.8	Sabbia limosa	16.7	10	41	38.0	32.8		2.6	14.6
3.0	Sabbia limosa	16.0	14	27	35.0	32.6		1.4	10.1
3.2	Sabbia limosa	17.2	13	41	38.0	32.9		2.5	15.1
3.4	Sabbia limosa	16.5	31	15	32.0	32.0		0.9	6.5
3.6	Limo con Torba	17.9	55				57.5	7.3	8.5
3.8	Sabbia limosa	16.2	6	42	38.0	32.9		2.4	17.4
4.0	Sabbia limosa	17.8	17	41	38.0	33.1		2.2	15.9
4.2	Sabbia limosa	17.2	14	38	37.0	32.7		2	14.9
4.4	Sabbia limosa	16.3	9	37	37.0	32.9		1.9	15.7
4.6	Argilla con torba	19.4	87				56.5	6	8.3
4.8	Argilla con torba	17.5	42				67.4	7	10
5.0	Argilla	18.4	52				78.3	7.9	11.6
5.2	Sabbia	16.8	4	54	40.0	32.9		3.1	25.6
5.4	Sabbia	18.3	10	59	40.0	32.0		3.4	26.5
5.6	Sabbia limosa	18.8	18	51	39.0	32.5		2.7	22.8

5.8	Sabbia	18.0	11	52	39.0	32.4		2.7	23.6
6.0	Sabbia	18.6	17	47	38.0	32.3		2.3	21.5
6.2	Sabbia limosa	19.1	26	44	37.0	31.9		2	19.7
6.4	Sabbia	17.7	8	52	39.0	32.5		2.6	25.2
6.6	Sabbia	17.0	5	54	39.0	32.2		2.8	27.7
6.8	Sabbia	17.9	15	42	37.0	32.3		1.8	19.7
7.0	Torba	18.2	69				48.5	3.8	7.2
7.2	Argilla limosa	17.8	50				65	5	9.6
7.4	Sabbia	17.1	34	15	31.0	31.0		0.9	8.5
7.6	Torba	18.0	98				30.8	1.8	3.8
7.8	Argilla	17.4	86				30.6	1.8	3.7
8.0	Torba	18.4	98				30.8	2.1	4.5
8.2	Sabbia	17.5	30	21	32.0	31.2		0.9	10.7
8.4	Sabbia	17.9	27	27	34.0	32.2		0.9	13.7
8.6	Torba	18.3	95				36.29	2	4.4
8.8	Torba	18.6	87				41.1	2.6	6.1
9.0	Torba	18.7	98				35.4	2.2	5.2
9.2	Argilla limosa	19.7	30				274.1	17.3	40.7
9.4	Sabbia	17.3	29	19	31.0	30.6		0.9	10.8
9.6	Sabbia	18.0	16	40	36.0	32.0		1.4	20.9
9.8	Torba	18.7	91				40.1	2.4	5.9
10.0	Argilla	17.9	81				41.3	2	5.1
10.2	Limo Sabbioso	17.9	35	19	31.0	30.7		0.9	11.4
10.4	Argilla	18.3	82				39.5	2.2	5.8
10.6	Argilla	18.3	83				39.29	2.2	5.8
10.8	Argilla	18.2	80				39.1	2.1	5.8
11.0	Argilla limosa	17.7	73				38.9	2.1	5.7
11.2	Argilla Limosa	19.2	97				44.3	2.3	6.5
11.4	Argilla Limosa	19.2	98				44.1	2.3	6.5
11.6	Argilla	18.7	79				49.5	2.5	7.3
11.8	Sabbia limosa	17.5	19	29	34.0	32.0		0.9	17.4
12.0	Sabbia limosa	18.6	42	19	31.0	30.7		0.9	11.9
12.2	Argilla limosa	18.6	58				76.59	3.8	11.3
12.4	Argilla limosa	19.3	47				137.5	6.7	20.4
12.6	Sabbia	18.7	33	27	33.0	31.4		0.9	15.9
12.8	Argilla limosa	19.3	50				126	6	18.7
13.0	Argilla limosa	19.4	49				131.4	6.1	19.5
13.2	Argilla limosa	19.3	47				36.69	6.3	20.3
13.4	Sabbia limosa	19.4	38	28	33.0	31.3		0.9	17.1
13.6	Sabbia limosa	19.5	32	35	34.0	31.1		0.9	20.7
13.8	Sabbia limosa	19.2	37	27	32.0	30.5		0.9	16.4
14.0	Argilla con Sabbia	19.2	33	30	33.0	31.0		0.9	18.2
14.2	Argilla con Sabbia	19.1	33	29	33.0	31.2		0.9	18
14.4	Argilla con Sabbia	19.0	33	28	33.0	31.3		0.9	17.1
14.6	Sabbia limosa	19.0	42	22	31.0	30.3		0.9	14
14.8	Limo	18.9	40	22	31.0	30.3		0.9	14.5
15.0	Limo argilloso	18.9	41	21	31.0	30.5		0.9	14

CPT 02

z	L	g	CF	Id	f_p	f_vc	Su	OCR	E
1.0	Argilla	16.5	29				65.59	20.1	9.7
1.2	Argilla	16.6	42				43.2	11.1	6.4
1.4	Limo	16.0	30	14	33.0	33.0		0.9	5
1.6	Argilla limosa	16.6	33				59.5	11.5	8.8
1.8	Limo sabbioso	15.8	22	18	34.0	33.3		1	6.4
2.0	Limo sabbioso	15.9	30	14	32.0	32.0		0.9	5
2.2	Limo sabbioso	15.9	34	12	31.0	31.0		0.9	4.5
2.4	Sabbia limosa	16.4	41	12	31.0	31.0		0.9	4.5
2.6	Sabbia limosa	16.4	31	14	32.0	32.0		0.9	6
2.8	Argilla limosa	16.0	47				30.5	4.3	4.5
3.0	Argilla limosa	16.8	44				47	6.4	6.9
3.2	Argilla limosa	16.5	56				30.1	3.9	4.4
3.4	Argilla limosa	16.6	57				29.9	3.7	4.4
3.6	Limo Sabbioso	16.2	45	9	29.0	29.0		0.9	4
3.8	Argilla limosa	16.6	53				35	4.1	5.2
4.0	Argilla con Torba	16.7	70				23.7	2.7	3.5
4.2	Argilla con Torba	16.3	75				21.6	1.9	2.6
4.4	Argilla con Torba	17.0	79				23.3	2.5	3.4
4.6	Argilla limosa	16.3	57				28.7	2.9	4.2
4.8	Argilla limosa	16.8	57				34	3.4	5
5.0	Argilla con Torba	17.1	83				22.7	2.2	3.3
5.2	Argilla con Torba	17.6	93				22.5	2.1	3.3
5.4	Limo	16.9	54	10	28.0	28.0		0.9	4.6
5.6	Argilla con Torba	17.4	79				27.7	2.5	4.1
5.8	Argilla limosa	16.9	70				27.5	2.4	4
6.0	Argilla con Torba	17.5	65				38.4	3.3	5.7
6.2	Argilla limosa	17.0	72				27.1	2.2	4
6.4	Argilla con Torba	16.6	76				25.6	1.7	3.1
6.6	Argilla con Torba	17.7	72				37.79	3	5.6
6.8	Argilla con Torba	17.0	75				31.8	2	3.9
7.0	Argilla limosa	16.6	68				31.5	2	3.9
7.2	Argilla limosa	17.1	77				31.3	1.9	3.8
7.4	Argilla limosa	16.7	70				31.1	1.9	3.8
7.6	Argilla	17.7	80				31.2	2.2	4.6

7.8	Argilla limosa	17.2	71				31	2.1	4.6
8.0	Argilla con Torba	17.7	92				30.3	1.7	3.7
8.2	Argilla limosa	17.2	72				36.79	2	4.5
8.4	Argilla con Torba	17.5	79				36.5	2	4.5
8.6	Argilla	18.0	80				35.79	2.3	5.3
8.8	Limo sabbioso	17.3	61	9	27.0	27.0		0.9	5.1
9.0	Argilla limosa	18.3	74				46.5	2.9	6.9
9.2	Argilla con Torba	18.5	100				22.2	1.1	2.7
9.4	Argilla	18.2	73				46.1	2.8	6.8
9.6	Argilla	17.6	96				28.4	1.4	3.5
9.8	Sabbia limosa	18.5	44	19	31.0	30.7		0.9	10.8
10.0	Argilla con Torba	18.3	89				41.3	1.9	5.1
10.2	Limo Sabbioso	17.4	65	8	26.0	26.0		0.9	5.1
10.4	Limo Sabbioso	18.3	52	15	29.0	29.0		0.9	8.5
10.6	Argilla	18.2	80				39.4	2.1	5.8
10.8	Argilla	18.5	74				50.3	2.7	7.4
11.0	Argilla	18.8	70				61.2	3.2	9
11.2	Argilla	18.7	78				49.9	2.6	7.4
11.4	Limo Sabbioso	18.4	45	16	30.0	30.0		0.9	10.5
11.6	Limo Sabbioso	18.5	45	17	30.0	30.0		0.9	10.8
11.8	Argilla limosa	18.7	52				93.7	4.7	13.9
12.0	Sabbia limosa	18.6	46	17	30.0	30.0		0.9	10.8
12.2	Sabbia	18.3	35	22	31.0	30.2		0.9	13
12.4	Sabbia	18.1	33	22	31.0	30.3		0.9	13
12.6	Argilla limosa	19.2	45				137.4	6.5	20.3
12.8	Sabbia	17.9	17	35	35.0	32.1		1	21.6
13.0	Sabbia	17.6	10	43	36.0	31.8		1.4	28.4
13.2	Sabbia	18.1	24	29	33.0	31.1		0.9	17.6
13.4	Sabbia	18.5	33	25	32.0	30.8		0.9	15.2
13.6	Sabbia limosa	18.7	51	16	29.0	29.0		0.9	10.5
13.8	Argilla limosa	19.2	56				102.8	4.5	15.2
14.0	Sabbia limosa	19.5	37	30	33.0	31.0		0.9	18.2
14.2	Sabbia	18.6	27	30	33.0	31.0		0.9	18.7
14.4	Argilla limosa	20.7	42				74.39	11.6	40.7
14.6	Sabbia	19.0	29	32	33.0	30.7		0.9	19.7
14.8	Argilla limosa	19.7	48				151.8	6.3	22.5
15.0	Argilla limosa	19.6	52				135	5.5	20

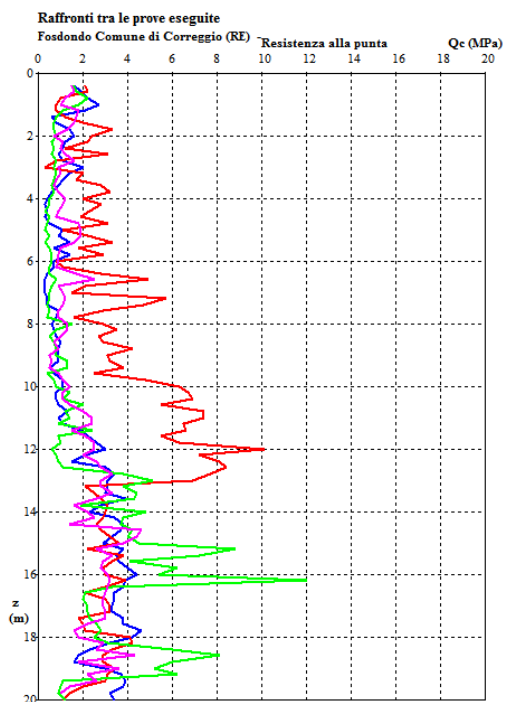
CPT 03 del 2003 (eseguita in precedenza)

z	L	g	CF	Id	f_p	f_vc	Su	OCR	E
1.0	Argilla	16.4	39				43.4	13.2	6.4
1.2	Limo e Argilla	16.4	56				26.5	6.8	3.9
1.4	Limo e Argilla	16.9	59				31.9	7	4.7
1.6	Sabbia limosa	16.4	30	17	35.0	34.5		1	5.9
1.8	Argilla limosa	16.9	33				70.4	12.2	10.4
2.0	Limo Sabbioso	16.7	34	15	33.0	33.0		0.9	6
2.2	Limo Sabbioso	Limo	29	21	35.0	33.8		1	7.7
2.4	Argilla limosa	17.5	37				80.9	10.5	12
2.6	Limo Sabbioso	17.6	24	30	37.0	34.1		1.5	11.6
2.8	Limo Sabbioso	16.9	56				36	4.3	5.3
3.0	Limo Sabbioso	17.5	45				63.6	7.4	9.4
3.2	Argilla limosa	17.4	46				57.9	6.5	8.5
3.4	Argilla	17.8	45				74.3	8.2	11
3.6	Limo Sabbioso	17.6	37	19	34.0	33.4		0.9	8.4
3.8	Limo Sabbioso	17.5	35	19	33.0	32.4		0.9	8.4
4.0	Limo Sabbioso	17.1	40	14	32.0	32.0		0.9	6.5
4.2	Limo Sabbioso	17.1	44	13	31.0	31.0		0.9	6.1
4.4	Argilla	17.4	68				34.4	3.2	5.1
4.6	Argilla con torba	17.2	73				28.7	2.6	4.2
4.8	Argilla limosa	16.9	68				28.5	2.5	4.2
5.0	Argilla limosa	16.9	61				3.79	2.9	5
5.2	Argilla	17.3	76				28.1	2.4	4.1
5.4	Argilla con torba	17.7	76				33.4	2.8	4.9
5.6	Argilla con torba	17.3	78				27.7	2.2	4.1
5.8	Argilla con torba	17.8	65				44.2	3.5	6.5
6.0	Argilla con torba	17.8	89				27.3	2.1	4
6.2	Argilla	18.0	64				49.3	3.7	7.3
6.4	Argilla	17.8	73				38	2.8	5.6
6.6	Argilla	17.6	70				7.79	2.7	5.6
6.8	Argilla limosa	17.4	67				37.6	2.7	5.5
7.0	Argilla con torba	17.5	75				31.8	2.2	4.7
7.2	Argilla con torba	17.5	86				31.3	1.8	3.8
7.4	Argilla con torba	17.7	92				31.1	1.7	3.8
7.6	Argilla	18.0	71				42.4	2.8	6.2
7.8	Argilla con torba	17.8	94				30.6	1.6	3.7
8.0	Sabbia limosa	17.6	52	12	29.0	29.0		0.9	6.6
8.2	Argilla	18.0	80				36.2	2.2	5.3
8.4	Argilla con torba	18.5	91				36	2.2	5.3
8.6	Argilla limosa	17.8	71				41.4	2.5	6.1
8.8	Argilla	18.2	68				52.3	3.1	7.7
9.0	Argilla	18.7	67				63.2	3.7	9.3
9.2	Argilla	18.4	83				0.79	2.3	6
9.4	Argilla limosa	17.9	63				51.7	2.9	7.6
9.6	Limo Sabbioso	18.4	49	16	31.0	31.0		0.9	9.5

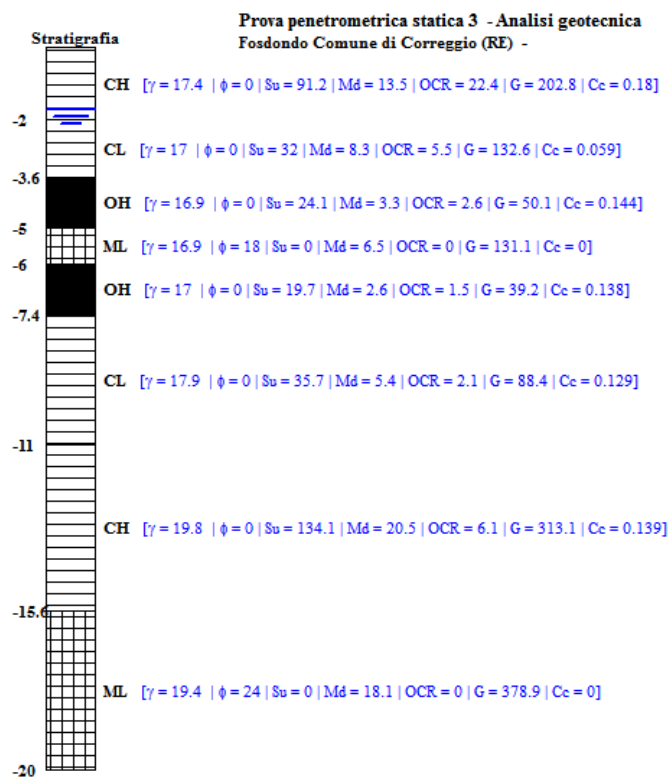
9.8	Argilla	18.3	91			41.5	1.9	5.1
10.0	Limo Sabbioso	18.2	53	14	29.0	29.0	0.9	8.1

Lotto 2 Cpt 03+06 (2020) (vedi Fig. 5 sopra esposta)

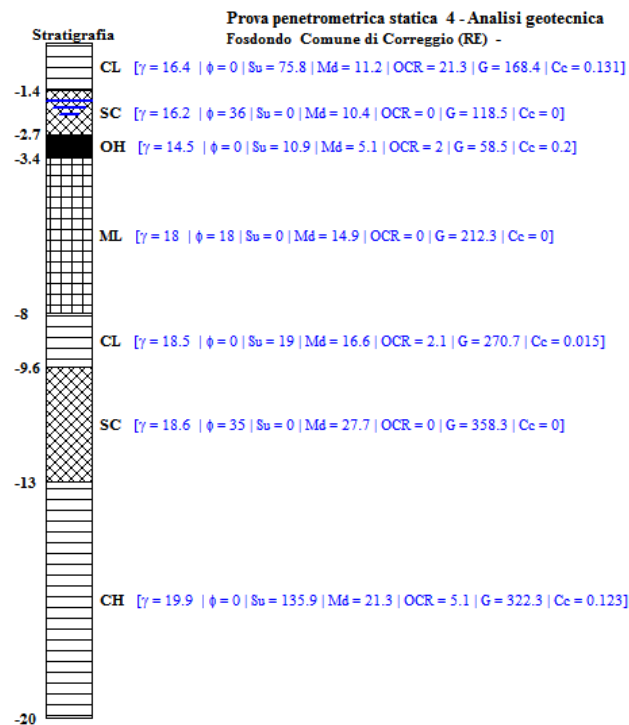
Confronto valori di resistenza punta qc (Prove 3+6 2020)



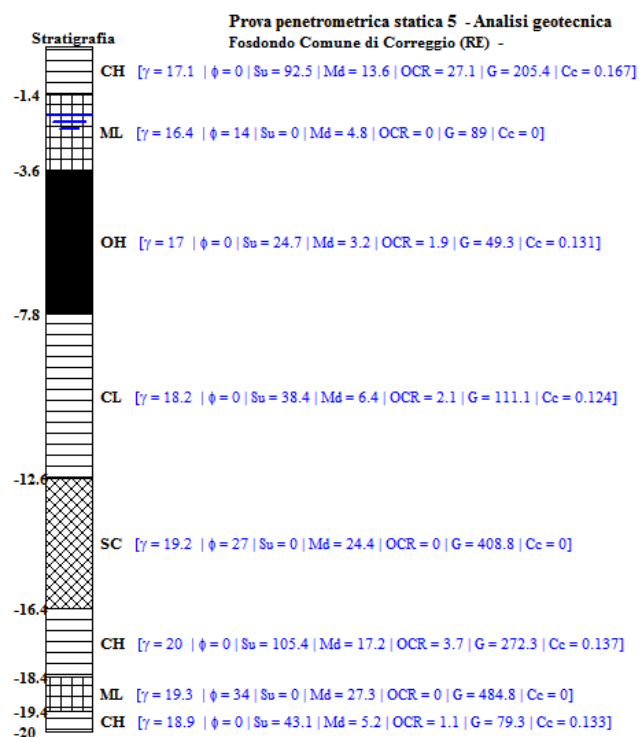
Cpt03 ipotesi parametri medi riassuntivi unità geologiche



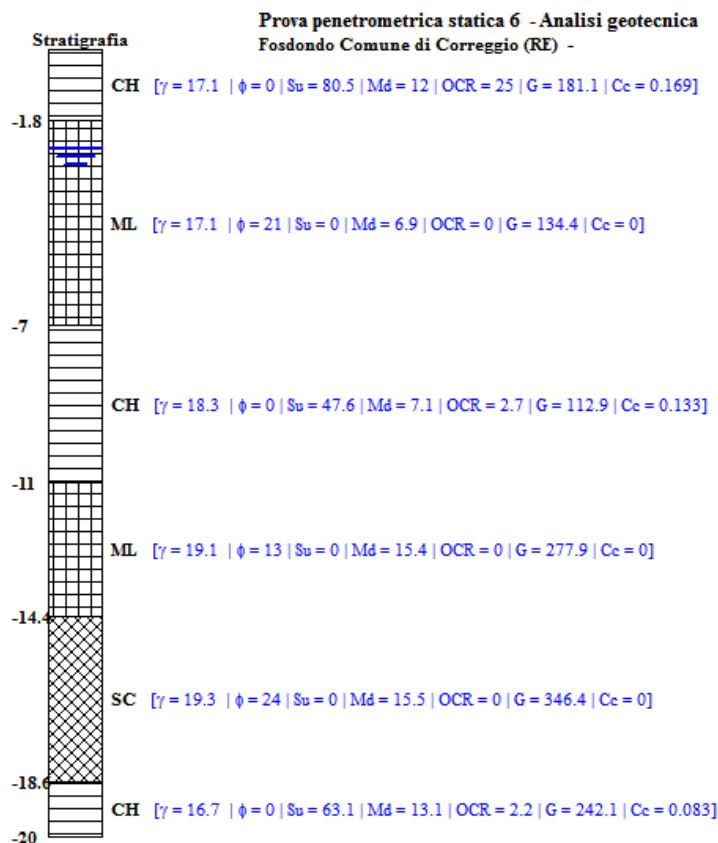
Cpt04 ipotesi parametri medi riassuntivi unità geologiche



Cpt05 ipotesi parametri medi riassuntivi unità geologiche



Cpt06 ipotesi parametri medi riassuntivi unità geologiche



Dai grafici sopra esposti e dall'andamento valori qc/profondità delle verticali Cpt eseguite, emerge una discreta confrontabilità fra i valori di resistenza alla punta osservabili nelle Cpt 3-5-6 mentre la n 4 presenta valori non comparabili con le altre 3 verticali. Dall'analisi comparativa delle prove, si rileva inoltre una discreta disomogeneità litologica e minore differenziazione dal punto di vista della resistenza, fra i 4 punti di prova eseguiti. Lo spessore dell'orizzonte argilloso-limoso a probabile contenuto organico, presente con spessore massimo in Cpt 5, circa fra -3.6/-7.8 m, tende ad esaurirsi rapidamente verso sud (cpt4) e relativamente meno rapidamente verso ovest (cpt 3), non rilevabile in spessori analoghi in Cpt 6. I valori di resistenza alla punta (qc) fra le 4 verticali del 2020, presentano sufficiente confrontabilità a partire da -13 m da pc.

A seguire i tabulati dei singoli valori di ogni strato delle Cpt.

Legenda:

z = profondità (m)

CF = contenuto di fine [passante al 200] (%)

Id = indice di densità (%)

f_p = angolo d'attrito di picco(°)

f_vc = angolo d'attrito a volume costante(°)

Su = resistenza al taglio non drenata (kPa)

g = peso di volume (kN/mc)

OCR = grado di sovraconsolidamento

E = modulo elastico operativo E25 (MPa)

CPT 03

z	L	g	CF	Id	f_p	f_vc	Su	OCR	E
0.4	Argilla	16.4	24				88.5	30	13.1
0.6	Argilla	17.1	27				104.9	30	15.5
0.8	Argilla	17.7	31				121.4	30	18
1.0	Argilla	18.0	29				149	30	22.1
1.2	Argilla	18.2	37				115.5	30	17.1
1.4	Argilla	17.8	81				31.9	7.2	4.7
1.6	Argilla	16.6	43				42.8	8.5	6.3
1.8	Argilla	17.4	37				76	13.8	11.2
2.0	Argilla limosa	17.4	32				86.9	15	12.9
2.2	Argilla	17.2	38				64.5	10.6	9.5
2.4	Sabbia limosa	16.4	30	15	33.0	33.0		0.9	6
2.6	Argilla	17.3	51				47.4	7.1	7
2.8	Sabbia limosa	16.4	32	15	32.0	32.0		0.9	6
3.0	Sabbia limosa	17.6	29	27	35.0	32.6		1.4	10
3.2	Sabbia limosa	17.0	32	19	33.0	32.2		0.9	7.3
3.4	Argilla limosa	17.1	41				57.7	7.4	8.5
3.6	Argilla limosa	16.9	46				46.4	5.7	6.8
3.8	Argilla limosa	16.6	59				29.5	3.5	4.3
4.0	Argilla	16.2	74				18.2	2.1	2.7

4.2	Argilla con Torba	16.7	100				14.9	1.3	1.8
4.4	Argilla con Torba	17.4	100				21.4	1.9	2.6
4.6	Argilla con Torba	17.1	100				14.5	1.2	1.7
4.8	Argilla con Torba	17.5	90				23	2.3	3.4
5.0	Limo Sabbioso	16.4	35	13	30.0	30.0		0.9	6.1
5.2	Argilla limosa	17.1	53				44.8	4.3	6.6
5.4	Limo sabbioso	16.4	29	15	31.0	31.0		0.9	7.5
5.6	Argilla	17.4	70				33.29	3	4.9
5.8	Limo	17.4	40	16	31.0	31.0		0.9	7.5
6.0	Argilla con Torba	17.2	68				32.9	2.8	4.8
6.2	Argilla limosa	17.0	63				32.7	2.7	4.8
6.4	Argilla	16.6	91				19	1.3	2.3
6.6	Argilla con Torba	17.0	100				12.1	1	1.4
6.8	Argilla con Torba	16.6	100				11.8	1	1.4
7.0	Argilla con Torba	17.1	100				11.6	1	1.4
7.2	Argilla con Torba	17.8	100				18	1.1	2.2
7.4	Argilla con Torba	18.1	100				17.8	1.1	2.1
7.6	Argilla	17.9	69				42.4	3	6.2
7.8	Torba	18.0	80				36.6	2.6	5.4
8.0	Argilla limosa	16.7	73				30.4	1.7	3.7
8.2	Argilla	17.7	82				30.7	2.1	4.5
8.4	Limo con Sabbia	17.2	65	8	26.0	26.0		0.9	4.6
8.6	Argilla limosa	18.4	75				46.9	3	6.9
8.8	Argilla	18.2	77				41.2	2.6	6.1
9.0	Argilla con Torba	18.4	83				41	2.6	6
9.2	Argilla	18.0	75				40.79	2.5	6
9.4	Argilla	17.3	100				22	1.1	2.7
9.6	Argilla limosa	17.3	78				35.1	1.7	4.3
9.8	Argilla limosa	18.1	66				51.3	3	7.6
10.0	Argilla	18.5	74				51.1	2.9	7.5
10.2	Argilla con Torba	18.7	99				41.1	1.9	5
10.4	Argilla	17.9	83				40.79	1.9	5
10.6	Argilla limosa	17.9	76				39.4	2.1	5.8
10.8	Argilla	18.7	70				61.4	3.3	9.1
11.0	Argilla	18.6	91				46.8	2	5.7
11.2	Argilla	18.9	83				49.9	2.6	7.4
11.4	Argilla	19.5	64				94.1	4.9	13.9
11.6	Argilla limosa	19.2	52				110.6	5.6	16.4
11.8	Argilla	19.8	56				132.6	6.7	19.6
12.0	Argilla	19.9	51					7.7	22.9
12.2	Torba	20.0	70				104.5	5.1	15.5
12.4	Torba	19.8	85				70.9	3.4	10.5
12.6	Argilla	20.0	53				154.1	7.3	22.8
12.8	Argilla	20.2	50				176.1	8.3	26.1
13.0	Argilla	19.9	50					7.4	23.6
13.2	Argilla	20.1	53				159	7.3	23.6
13.4	Argilla	20.1	55				153.3	6.9	22.7
13.6	Argilla	20.4	48				203.1	9.1	30.1
13.8	Argilla	20.2	60					6.2	21
14.0	Argilla	19.9	64				113.8	4.9	16.8
14.2	Argilla limosa	19.7	44				174.7	7.5	25.9
14.4	Argilla limosa	20.1	46				196.7	8.4	29.2
14.6	Sabbia limosa	19.6	40	28	33.0	31.3		0.9	17.6
14.8	Argilla limosa	19.9	48				168.5	7	25
15.0	Argilla	20.2	58				146.1	6	21.6
15.2	Argilla limosa	20.2	47				195.9	7.9	29
15.4	Argilla limosa	20.2	50				179	7.2	26.5
15.6	Argilla limosa	19.9	45				184.4	7.3	27.3
15.8	Sabbia limosa	19.5	36	29	33.0	31.2		0.9	19
16.0	Limo Sabbioso	19.3	31	32	33.0	30.8		0.9	20.2
16.2	Limo Sabbioso	19.3	35	28	32.0	30.4		0.9	18.5
16.4	Sabbia limosa	19.4	38	27	32.0	30.6		0.9	18
16.6	Sabbia limosa	19.4	40	25	32.0	30.9		0.9	16.7
16.8	Limo e Sabbia	19.5	42	25	32.0	30.9		0.9	16.7
17.0	Limo e Sabbia	19.6	44	24	31.0	30.1		0.9	16.2
17.2	Limo e Sabbia	19.5	43	24	31.0	30.1		0.9	16.2
17.4	Argilla limosa	20.1	46				193.7	7	28.7
17.6	Sabbia limosa	19.8	42	27	32.0	30.6		0.9	18.3
17.8	Sabbia limosa	19.0	27	32	33.0	30.8		0.9	21.1
18.0	Sabbia limosa	19.3	34	29	32.0	30.3		0.9	19.6
18.2	Sabbia limosa	19.0	39	22	31.0	30.5		0.9	15.7
18.4	Sabbia	18.5	46	16	29.0	29.0		0.9	12.1
18.6	Argilla limosa	19.1	67				81.4	2.7	12
18.8	Argilla	19.6	82				70.09	2.3	10.4
19.0	Argilla limosa	20.2	58					4.9	21.9
19.2	Limo	19.5	40	25	31.0	30.0		0.9	17.9
19.4	Sabbia	18.7	31	26	32.0	30.9		0.9	18.8
19.6	Limo	19.5	40	26	31.0	29.9		0.9	18.3
19.8	Limo	19.6	48	22	30.0	29.5		0.9	16
20.0	Limo	19.6	45	23	31.0	30.4		0.9	16.7

CPT 04

z	L	g	CF	Id	f_p	f_vc	Su	OCR	E
0.4	Argilla limosa	16.1	14				116.3	30	17.2
0.6	Argilla	17.2	25				121.6	30	18
0.8	Argilla	16.4	32				54.7	21.5	8.1
1.0	Argilla	16.3	38				43.4	13.7	6.4
1.2	Argilla limosa	16.1	35				43.2	11.4	6.4
1.4	Sabbia	15.6	19	21	35.0	33.5		1.4	6.3
1.6	Sabbia	16.1	14	32	37.0	33.4		2.2	9.6
1.8	Sabbia	16.9	11	44	39.0	33.0		3.3	14.4
2.0	Sabbia limosa	17.2	20	35	37.0	32.9		2.3	11.2
2.2	Sabbia limosa	15.9	11	32	37.0	33.5		1.9	10.8
2.4	Sabbia	16.4	28	17	33.0	32.6		0.9	6.4
2.6	Sabbia	16.0	7	39	38.0	33.2		2.5	14.2
2.8	Sabbia limosa	16.0	37	12	30.0	30.0		0.9	4.6
3.0	Argilla con torba?	17.5	100				16.39	1.8	2
3.2	Argilla limosa e torba	17.8	31				107.9	14.4	16
3.4	Argilla limosa	17.5	34				91	11.7	13.5
3.6	Limo	16.2	10	34	37.0	33.4		1.8	13.5
3.8	Argilla	18.8	32				174	20.8	25.8
4.0	Sabbia limosa	17.0	23	25	34.0	32.2		1.1	10
4.2	Limo con Sabbia	16.7	14	33	36.0	32.7		1.6	13
4.4	Argilla	18.5	37				123.4	13.4	18.3
4.6	Limo con Sabbia	17.6	32	23	34.0	32.6		0.9	9.6
4.8	Limo Sabbioso	17.8	21	34	36.0	32.6		1.6	14.4
5.0	Argilla limosa	18.1	59				56.1	5.5	8.3
5.2	Sabbia limosa	17.6	27	25	34.0	32.3		1	11
5.4	Sabbia limosa	16.4	11	34	36.0	32.6		1.5	15.9
5.6	Argilla	18.5	47				94.4	8.6	14
5.8	Limo Sabbioso	17.2	18	31	35.0	32.2		1.2	13.8
6.0	Argilla limosa	19.6	100				38.4	3.3	5.7
6.2	Argilla limosa	18.1	62				54.9	4.6	8.1
6.4	Argilla limosa	18.9	38				149.1	12.3	22.1
6.6	Sabbia limosa	18.3	16	44	37.0	32.0		2	20.6
6.8	Argilla limosa	18.3	39				109.9	8.7	16.3
7.0	Argilla	18.5	56				76.3	5.9	11.3
7.2	Sabbia limosa	18.5	15	48	38.0	32.3		2.2	23.2
7.4	Limo	17.1	10	42	37.0	32.4		1.7	20.8
7.6	Argilla	20.3	58				153.5	11.1	22.7
7.8	Argilla e Torba?	19.6	73				81.09	5.7	12
8.0	Limo con Sabbia	18.7	34	28	34.0	32.0		0.9	14
8.2	Sabbia limosa	18.2	24	32	35.0	32.3		1.1	16.3
8.4	Sabbia limosa	18.4	33	26	33.0	31.3		0.9	13.3
8.6	Argilla limosa	19.3	42				152.5	10	22.6
8.8	Sabbia limosa	19.1	29	37	36.0	32.4		1.3	18.9
9.0	Sabbia limosa	19.0	36	29	34.0	31.9		0.9	15
9.2	Limo	16.8	16	29	34.0	31.9		0.9	15.7
9.4	Sabbia limosa	18.7	27	33	35.0	32.2		1	17.4
9.6	Argilla limosa	19.1	45				129.3	7.7	19.1
9.8	Sabbia	18.6	21	39	36.0	32.2		1.3	20.9
10.0	Sabbia	19.3	20	47	37.0	31.8		1.8	25.6
10.2	Sabbia	16.9	6	48	37.0	31.7		1.9	28.7
10.4	Sabbia	18.8	15	49	37.0	31.6		1.9	27.6
10.6	Sabbia	19.2	23	42	36.0	31.8		1.4	23.5
10.8	Sabbia	17.0	6	50	38.0	32.4		2	31.2
11.0	Sabbia	17.0	6	50	38.0	32.5		1.9	31.2
11.2	Sabbia	17.0	7	46	37.0	32.1		1.6	28.3
11.4	Sabbia	19.5	21	47	37.0	32.0		1.6	26.8
11.6	Sabbia limosa	19.8	28	41	36.0	32.0		1.3	23.5
11.8	Sabbia	18.2	13	45	36.0	31.4		1.5	27
12.0	Sabbia	19.3	12	60	39.0	31.9		2.4	36.4
12.2	Sabbia	19.6	21	49	37.0	31.7		1.7	28.8
12.4	Sabbia	18.6	11	52	38.0	32.3		1.9	31.3
12.6	Sabbia	19.9	19	53	38.0	32.1		1.9	32.4
12.8	Sabbia	19.1	15	50	37.0	31.6		1.7	30.3
13.0	Sabbia limosa	19.9	24	47	37.0	32.1		1.5	28.1
13.2	Argilla	19.7	64				103.5	4.7	15.3
13.4	Argilla	19.6	55				125.5	5.7	18.6
13.6	Argilla limosa	19.6	50				141.9	6.3	21
13.8	Limo sabbioso	19.3	41	25	32.0	30.8		0.9	15.2
14.0	Argilla limosa	19.6	47				152.69	6.6	22.6
14.2	Argilla limosa	19.8	52				146.9	6.3	21.8
14.4	Argilla	19.9	58				130	5.5	19.3
14.6	Argilla	19.9	55				140.9	5.9	20.9
14.8	Argilla limosa	20.0	51				163	6.7	24.2
15.0	Argilla	20.5	54				185	7.6	27.4
15.2	Argilla	20.1	70				107	4.3	15.8
15.4	Argilla limosa	20.0	45				195.7	7.8	29
15.6	Argilla limosa	20.1	51				167.7	6.6	24.9
15.8	Argilla	20.2	59				145.3	5.7	21.5
16.0	Argilla	20.1	56				150.69	5.8	22.3
16.2	Argilla limosa	20.1	45				200.5	7.7	29.7
16.4	Argilla	20.1	56				150.3	5.7	22.3
16.6	Argilla limosa	19.3	59				100.1	3.7	14.8
16.8	Argilla limosa	19.7	50				149.9	5.5	22.2

17.0	Argilla limosa	20.0	52				160.8	5.9	23.8
17.2	Argilla limosa	20.2	54				160.6	5.8	23.8
17.4	Argilla	19.8	78				82.6	2.9	12.2
17.6	Argilla	20.0	75				93.5	3.3	13.8
17.8	Argilla limosa	19.6	66				98.9	3.5	14.6
18.0	Argilla limosa	20.6	51				209.8	7.3	31.1
18.2	Argilla limosa	20.5	48				215.1	7.4	31.9
18.4	Argilla	20.3	56				164.9	5.6	24.4
18.6	Argilla	20.1	59				142.5	4.8	21.1
18.8	Argilla limosa	20.0	57				142.3	4.7	21.1
19.0	Argilla limosa	20.3	54				169.9	5.6	25.2
19.2	Argilla	20.4	60				153	5	22.7
19.4	Argilla limosa	19.9	54				147.3	4.8	21.8
19.6	Argilla limosa	19.5	68				91.5	2.9	13.5
19.8	Argilla limosa	19.1	82				69.59	1.8	8.6
20.0	Argilla	19.1	100				49.3	1.3	6.1

CPT 05

z	L	g	CF	Id	f_p	f_vc	Su	OCR	E
0.4	Argilla	16.4	24				88.5	30	13.1
0.6	Argilla	17.4	36				93.8	30	13.9
0.8	Argilla	17.5	28				121.4	30	18
1.0	Argilla	17.6	34				99	30	14.6
1.2	Argilla	16.8	35				59.9	15.8	8.8
1.4	Limo Sabbioso	16.0	33	14	33.0	33.0		0.9	4.5
1.6	Argilla limosa	16.1	40				37.29	7.4	5.5
1.8	Argilla limosa	16.2	42				37.1	6.5	5.5
2.0	Limo Sabbioso	16.3	40	12	31.0	31.0		0.9	4.5
2.2	Argilla	16.7	57				31.1	4.7	4.6
2.4	Argilla	16.9	55				36.5	5.3	5.4
2.6	Argilla	16.8	59				30.7	4.3	4.5
2.8	Limo Sabbioso	16.5	44	11	30.0	30.0		0.9	4.6
3.0	Limo Sabbioso	16.1	44	9	29.0	29.0		0.9	4
3.2	Sabbia limosa	16.6	46	11	30.0	30.0		0.9	4.6
3.4	Argilla	16.9	57				35.5	4.2	5.2
3.6	Argilla con Torba	17.2	69				29.7	3.4	4.4
3.8	Argilla limosa	16.7	54				35.1	3.9	5.2
4.0	Argilla	16.7	71				23.8	2.6	3.5
4.2	Argilla con Torba	17.0	79				23.6	2.5	3.4
4.4	Argilla con Torba	16.8	100				14.7	1.2	1.8
4.6	Argilla con Torba	17.1	81				23.2	2.3	3.4
4.8	Argilla con Torba	16.8	90				20.9	1.6	2.5
5.0	Argilla	16.4	100				14	1.1	1.7
5.2	Argilla	16.9	78				27.1	2	3.3
5.4	Argilla con Torba	17.2	100				13.5	1	1.6
5.6	Argilla con Torba	16.9	81				26.6	1.9	3.2
5.8	Argilla	17.3	77				27.5	2.3	4
6.0	Argilla limosa	17.0	72				27.3	2.2	4
6.2	Argilla con Torba	17.3	91				25.9	1.7	3.2
6.4	Argilla con Torba	17.0	86				25.6	1.7	3.1
6.6	Argilla con Torba	17.8	72				37.79	2.9	5.6
6.8	Argilla limosa	17.1	76				31.8	2	3.9
7.0	Argilla	17.1	89				24.9	1.5	3
7.2	Argilla	17.1	90				24.7	1.5	3
7.4	Argilla con Torba	17.1	100				17.8	1	2.1
7.6	Argilla con Torba	17.9	100				24.2	1.4	2.9
7.8	Argilla con Torba	18.1	100				17.3	1	2.1
8.0	Argilla limosa	18.1	50				75.3	5	11.1
8.2	Torba	18.3	85				36.2	2.3	5.3
8.4	Argilla	17.2	98				23.2	1.2	2.8
8.6	Argilla	17.8	85				36.29	1.9	4.4
8.8	Argilla	18.2	85				35.6	2.2	5.2
9.0	Argilla limosa	17.6	74				35.4	2.1	5.2
9.2	Argilla	18.7	68				63	3.8	9.3
9.4	Argilla limosa	18.2	60				62.8	3.7	9.3
9.6	Argilla con Torba	18.1	100				15.1	1	1.8
9.8	Argilla con Torba	18.8	100				34.9	1.6	4.3
10.0	Limo Sabbioso	17.4	72	7	25.0	25.0		0.9	4.6
10.2	Argilla	18.7	65				67.59	3.7	10
10.4	Argilla	18.8	81				50.7	2.7	7.5
10.6	Sabbia limosa	18.6	48	17	30.0	30.0		0.9	10.5
10.8	Argilla	18.6	73				55.9	2.9	8.2
11.0	Argilla limosa	18.5	62				66.8	3.4	9.9
11.2	Argilla	18.2	83				46.5	2	5.7
11.4	Sabbia limosa	18.7	42	20	31.0	30.6		0.9	12.2
11.6	Argilla	18.3	84				46.1	1.9	5.7
11.8	Argilla	18.5	81				43.7	2.1	6.4
12.0	Argilla con Torba	18.3	100				25.6	1	3.1
12.2	Argilla	18.3	95				38.7	1.5	4.7
12.4	Argilla	18.3	87				45.1	1.7	5.5
12.6	Argilla con Torba	19.8	100				48.5	2.2	7.2
12.8	Sabbia limosa	18.7	28	30	33.0	30.9		0.9	18
13.0	Sabbia limosa	17.6	14	36	35.0	32.0		1	23.8

13.2	Sabbia limosa	19.3	35	29	33.0	31.1		0.9	18
13.4	Sabbia	18.4	22	33	34.0	31.5		0.9	20.2
13.6	Argilla limosa	20.4	45				225.3	9.8	33.4
13.8	Sabbia limosa	18.6	52	15	29.0	29.0		0.9	10.2
14.0	Sabbia	19.4	29	35	34.0	31.2		0.9	21.6
14.2	Sabbia	18.6	28	29	33.0	31.2		0.9	18
14.4	Sabbia	18.8	30	28	33.0	31.4		0.9	17.6
14.6	Sabbia	18.8	27	31	33.0	30.9		0.9	19.6
14.8	Sabbia	19.3	33	30	33.0	31.0		0.9	18.7
15.0	Sabbia	18.8	26	33	34.0	31.6		0.9	20.6
15.2	Sabbia limosa	18.8	12	51	37.0	31.7		1.6	35.2
15.4	Sabbia	19.5	20	45	36.0	31.7		1.3	29.3
15.6	Sabbia limosa	19.8	39	30	33.0	31.1		0.9	19.1
15.8	Argilla limosa	20.9	38				328.6	12.6	48.8
16.0	Argilla limosa	20.4	38				284	10.8	42.1
16.2	Sabbia	20.1	15	62	38.0	31.0		2.1	42.5
16.4	Sabbia	18.4	31	24	31.0	30.1		0.9	16.2
16.6	Argilla	19.9	69				100.1	3.6	14.8
16.8	Argilla	20.1	76				94.3	3.4	14
17.0	Argilla	20.1	71				105.2	3.8	15.6
17.2	Argilla	20.1	72				105	3.7	15.5
17.4	Argilla	20.0	68				110.4	3.9	16.3
17.6	Argilla	20.0	61				126.8	4.4	18.8
17.8	Argilla limosa	20.1	59					4.7	20.4
18.0	Argilla	21.0	82				120.9	4.1	17.9
18.2	Argilla	20.6	63				154	5.2	22.8
18.4	Limo sabbioso	20.1	31	38	34.0	30.9		0.9	26.1
18.6	Limo sabbioso	19.8	20	46	36.0	31.7		1.2	32.9
18.8	Sabbia limosa	18.0	15	37	34.0	31.1		0.9	27.5
19.0	Sabbia	19.9	34	34	33.0	30.6		0.9	23.4
19.2	Sabbia	18.9	20	38	34.0	31.0		0.9	27
19.4	Argilla	19.5	100				50	1.3	6.1
19.6	Argilla limosa	18.5	98				43.1	1.1	5.3
19.8	Argilla	18.8	100				36.2	1	4.4
20.0	Argilla limosa	18.6	86				56	1.4	6.9

CPT 06

z	L	g	CF	Id	f_p	f_vc	Su	OCR	E
0.4	Argilla	16.5	27				82.9	30	12.3
0.6	Argilla	17.0	30				88.3	30	13.1
0.8	Argilla	16.8	34				65.9	25.9	9.7
1.0	Argilla	17.5	51				54.5	17.2	8
1.2	Argilla	17.8	35				98.8	26.1	14.6
1.4	Argilla	17.3	30				93	21	13.8
1.6	Argilla limosa	17.1	29				87.3	17.3	12.9
1.8	Limo Sabbioso	16.2	24	20	34.0	32.9		1.1	6.8
2.0	Sabbia limosa	15.9	39	11	30.0	30.0		0.9	4
2.2	Sabbia limosa	16.4	32	15	32.0	32.0		0.9	6
2.4	Sabbia limosa	16.5	36	14	31.0	31.0		0.9	5.5
2.6	Sabbia	16.6	32	14	32.0	32.0		0.9	6.5
2.8	Sabbia limosa	16.9	28	21	33.0	31.9		0.9	8.3
3.0	Argilla limosa	16.9	47				47	5.4	6.9
3.2	Sabbia limosa	17.0	44	13	30.0	30.0		0.9	5.5
3.4	Argilla limosa	17.0	53				41	4.4	6
3.6	Argilla	17.3	64				35.29	3.7	5.2
3.8	Argilla	17.7	60				46.2	4.7	6.8
4.0	Sabbia limosa	17.1	40	14	31.0	31.0		0.9	6.5
4.2	Sabbia	16.4	35	13	30.0	30.0		0.9	6.1
4.4	Argilla limosa	17.2	52				45.6	4.3	6.7
4.6	Sabbia limosa	16.9	53	9	28.0	28.0		0.9	4.6
4.8	Sabbia limosa	17.6	34	20	33.0	32.3		0.9	9.3
5.0	Sabbia limosa	17.2	29	21	33.0	32.1		0.9	9.8
5.2	Sabbia limosa	17.3	29	20	33.0	32.3		0.9	9.8
5.4	Sabbia	17.5	37	17	31.0	30.9		0.9	8.4
5.6	Argilla	17.9	62				49.9	4	7.4
5.8	Argilla limosa	17.3	58				44.2	3.5	6.5
6.0	Argilla	17.8	65				44	3.4	6.5
6.2	Argilla	18.1	79				38.2	2.9	5.6
6.4	Limo e Sabbia	17.1	32	17	31.0	30.9		0.9	8.9
6.6	Sabbia	18.0	30	25	33.0	31.5		0.9	12.5
6.8	Sabbia limosa	17.1	56	9	27.0	27.0		0.9	5.1
7.0	Sabbia limosa	17.5	53	12	28.0	28.0		0.9	6.2
7.2	Argilla limosa	17.9	56				59.5	4	8.8
7.4	Argilla limosa	17.9	60				53.7	3.6	7.9
7.6	Argilla	18.3	77				42.4	2.8	6.2
7.8	Argilla	18.4	81				42.2	2.7	6.2
8.0	Argilla	18.4	62				64.2	4	9.5
8.2	Argilla	18.3	60				64	4	9.5
8.4	Torba	18.6	79				47.1	2.9	7
8.6	Argilla	17.6	82				36.29	1.8	4.4
8.8	Argilla	18.1	76				41.2	2.4	6.1
9.0	Argilla con Torba	18.1	100				22.5	1	2.7
9.2	Argilla con Torba	18.6	100				28.9	1.3	3.5

9.4	Argilla	17.9	100				22	1	2.7
9.6	Argilla	18.5	85				40.4	2.2	5.9
9.8	Argilla	18.5	73				51.3	2.8	7.6
10.0	Argilla	18.8	67				67.8	3.6	10
10.2	Argilla	18.6	77				50.9	2.7	7.5
10.4	Argilla	18.7	78				50.7	2.6	7.5
10.6	Argilla	19.3	76				67.2	3.4	9.9
10.8	Argilla limosa	19.0	54				100.3	5.1	14.8
11.0	Limo	18.9	45	20	31.0	30.6		0.9	12.2
11.2	Argilla	19.5	54				122.1	6	18.1
11.4	Argilla	19.2	71				71.9	3.5	10.6
11.6	Argilla limosa	18.9	50				105.1	5	15.6
11.8	Limo Sabbioso	18.9	44	20	31.0	30.6		0.9	12.7
12.0	Argilla limosa	19.4	50				126.9	5.9	18.8
12.2	Argilla limosa	19.2	58				98.9	4.5	14.6
12.4	Sabbia limosa	18.9	43	21	31.0	30.5		0.9	13.2
12.6	Sabbia	17.6	27	22	31.0	30.3		0.9	14
12.8	Sabbia limosa	19.3	39	26	32.0	30.6		0.9	15.9
13.0	Argilla limosa	19.6	49				142.5	6.2	21.1
13.2	Argilla limosa	19.6	50				142.3	6.1	21.1
13.4	Limo Sabbioso	18.9	35	26	32.0	30.7		0.9	15.9
13.6	Limo Sabbioso	18.8	42	20	31.0	30.7		0.9	13.2
13.8	Argilla	19.0	67				75.09	3.1	11.1
14.0	Argilla limosa	19.4	57				108.2	4.4	16
14.2	Argilla	19.7	57				124.7	5	18.5
14.4	Argilla	19.5	85				63.4	2.5	9.4
14.6	Limo con Sabbia	19.8	35	33	34.0	31.6		0.9	21.1
14.8	Limo con sabbia	19.4	32	32	33.0	30.7		0.9	20.2
15.0	Limo Sabbioso	19.8	41	28	32.0	30.4		0.9	18
15.2	Limo Sabbioso	19.3	50	19	30.0	29.9		0.9	13.2
15.4	Limo Sabbioso	19.3	41	24	32.0	31.1		0.9	16.2
15.6	Sabbia	19.0	42	21	31.0	30.6		0.9	14.5
15.8	Limo Sabbioso	19.3	46	20	30.0	29.7		0.9	14.2
16.0	Limo Sabbioso	19.6	48	22	31.0	30.4		0.9	15.5
16.2	Argilla limosa	19.7	48				161.6	5.9	23.9
16.4	Limo Sabbioso	19.5	46	22	31.0	30.4		0.9	15.5
16.6	Limo Sabbioso	19.2	43	21	31.0	30.6		0.9	15
16.8	Limo Sabbioso	19.4	48	21	30.0	29.6		0.9	14.5
17.0	Limo Sabbioso	19.3	47	20	30.0	29.8		0.9	14.5
17.2	Sabbia	19.1	43	21	31.0	30.6		0.9	15
17.4	Sabbia limosa	19.3	44	21	30.0	29.6		0.9	15
17.6	Argilla limosa	19.4	60				104.6	3.5	15.5
17.8	Argilla	19.3	76				71.09	2.4	10.5
18.0	Limo Sabbioso	19.0	65	13	27.0	27.0		0.9	9.6
18.2	Argilla	20.2	60				142.9	4.7	21.2
18.4	Sabbia	18.5	42	17	29.0	29.0		0.9	13.4
18.6	Sabbia	18.7	28	29	32.0	30.4		0.9	20.1
18.8	Argilla	19.7	77				81.2	2.6	12
19.0	Sabbia limosa	19.8	45	24	31.0	30.2		0.9	17.7
19.2	Argilla limosa	19.7	65				103	3.2	15.2
19.4	Argilla limosa	19.9	61				125	3.9	18.5
19.6	Argilla	19.3	86				69.8	1.8	8.6
20.0	Argilla	19.1	100				42.9	1.1	5.3

Il primo sottosuolo al di sotto delle fondazioni, può quindi essere discretizzato secondo i caratteri granulometrici e di resistenza sopra esposti, da cui ricavare i valori c_u , c' e ϕ' caratteristici, secondo l'approccio statistico del 5° percentile, in genere si consiglia di utilizzare per i valori caratteristici:

- una distribuzione "Normal" per valori di ϕ e γ
- una distribuzione "log-Normal" per valori di c_u , c' .

Dai valori caratteristici, secondo i coefficienti parziali ($M1$), si può passare ai valori geotecnici di progetto (C_{ud} , c'_d , γ_d e ϕ'_d).

In fase di progettazione esecutiva dovrà essere effettuata (da progettista come indicato da NTC18), l'analisi di scorrimento sul piano di fondazione, successivamente alla definizione delle sollecitazioni strutturali verticali ed orizzontali alla base della fondazione stessa.

In relazione alla presenza nella sequenza litologica evidenziata dalle prove Cpt effettuate, che nei primi 8-10 m, hanno rilevato livelli torbosi e/o argilloso limosi lenticolari a bassa consistenza, si consiglia di assumere parametri medi, medio minimi e strutture fondali adeguate (es. consolidamento del sottosuolo mediante tecnica jetting e/o fondazioni profonde), in grado quindi di assorbire, locali cedimenti differenziali (anche post sismici).

Inoltre per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa, le componenti verticali di tali spostamenti (cedimenti) assumono valori valutabili in relazione alle dimensioni fondali e devono corrispondere ai valori fissati per le caratteristiche prestazionali, scelte per la struttura in elevazione.

Il progettista delle strutture in accordo con la committenza, ed in relazione alla tipologia strutturale che sarà scelta, dovrà in fase esecutiva, verificare la congruità fra carico strutturale di progetto (E_d), cedimento S_d calcolato (o di progetto) e quest'ultimo dovrà risultare congruente alla soglia massima tollerabile (S_c) stabilita dal progettista-committente, per soddisfare le caratteristiche prestazionali attribuite alla struttura in analisi.

[Si ricorda che la verifica agli stati limite di esercizio (SLE) potrebbe risultare più restrittiva di quella allo stato limite ultimo (SLU)].

Verifiche sismiche (Ntc/18)

Caratteristiche sismiche territorio

Con riferimento alla caratterizzazione sismica della zona d'intervento e del territorio comunale, si ritiene utile puntualizzare quanto segue:

- ♦ la nuova Ordinanza P.C.M. n° 3274 del marzo 2003, pubblicata Suppl. Ord. N° 72 della G.U. n° 105 del 8/5/03, contiene le norme ed i criteri generali per la nuova classificazione sismica del territorio nazionale, con classificazione per la Regione Emilia Romagna di 105 comuni in zona 2 (di cui 16 di nuovo inserimento), 214 comuni in zona 3 (tutti di nuovo inserimento) e 22 comuni in zona 4 (tutti di nuovo inserimento).
- ♦ In base ad All. 1 ed alle relative "Norme Tecniche" dell'Ordinanza 3274 DPCM sono distinte 4 zone, caratterizzate ognuna da una propria accelerazione d'ancoraggio dello spettro sismico di risposta elastico; il comune di **Correggio** è stato classificato in zona 3 con accelerazione orizzontale d'ancoraggio (ag/g) pari a 0,15.
- dal 1-7-09 è entrato in vigore le nuove Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) del 14-1-08 e relativi allegati, quindi in riferimento alla caratterizzazione dell'azione sismica del sito d'intervento, si devono preliminarmente valutare:
 - eventuali possibili fenomeni di instabilità e di cedimento permanenti, causati da fenomeni di liquefazione (art. 2.5 All.2 e art. 2.3 All. 4 vedi O.P.C.M. 3274/03 e O.P.C.M. 3431/05)
 - nell'ambito della valutazione dello Spettro di Risposta Elastico (art. 3.2.3 All. 2 vedi O.P.C.M. 3274/03 e O.P.C.M. 3431/05) per tutti i nuovi interventi, deve essere determinato il parametro S della nuova normativa del 2003 (a seconda del profilo stratigrafico e topografico del terreno) quindi stabilire la Categoria del suolo di fondazione (in base a quanto disposto dal art. 3.1 All. 2 vedi O.P.C.M. 3274/03 e NTC 17-1-18)..

Dati sismici di pianificazione: Microzonazione sismica del territorio comunale

Nell'ambito dell'analisi geologica oggetto del presente report, ed allo scopo di una disamina completa ed esaustiva, in modo da fornire al progettista una visuale d'insieme quanto più dettagliata possibile, oltre alle indagini sismiche specificamente eseguite nel sito, sono stati analizzati e in seguito brevemente riassunti i dati degli studi eseguiti a livello territoriale per le analisi di Microzonazione sismica del comune di Correggio eseguiti nel 2013.

In particolare si fa riferimento ad alcuni elaborati dello studio di Microzonazione sismica del comune di Correggio, consultabili on line "RER Programma nazionale di soccorso per il rischio sismico dell'Emilia Romagna" (geo.regione.emilia-romagna.it), ove sono pubblicati gli studi di Microzonazione sismica validati:

Microzonazione sismica del comune di Correggio Ottobre 2013 (redatto da studio Centrogeo).

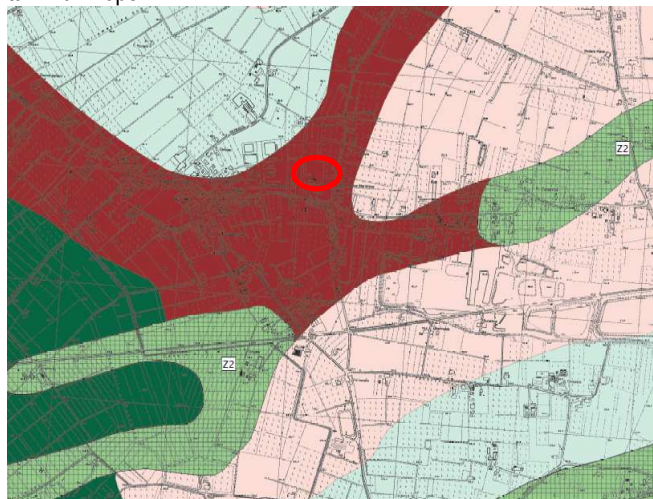
Tavole esaminate che interessano l'area in analisi e sotto esposte:

- tav. 1.6 Carta Mops nord-ovest (Mops: microzone omogenee in prospettiva Sismica)
- tav. 1.7 Carta f_0 nord-ovest (carta frequenza fondamentale sottosuolo f_0)
- tav. 2.2 Carta Vs nord-ovest (carta andamento velocità onde taglio Vs)
- tav. 3.1 Carta FaPGA nord-ovest (microzonazione sismica Fa PGA)
- tav. 3.2 Carta IS 01-05 nord-ovest (fattori amplificazione intensità Housner nei periodi tra 0.1/0.5 sec)
- tav. 3.3 Carta IS 05-1 nord-ovest (fattori amplificazione intensità Housner nei periodi tra 0.5/1.0 sec)
- tav. 3.4 Carta IS 01-03 nord-ovest (fattori amplificazione intensità Housner nei periodi tra 0.1/0.3 sec)
- tav. 3.5 Carta IS 03-05 nord-ovest (fattori amplificazione intensità Housner nei periodi tra 0.3/0.5 sec)
- tav. 3.6 Carta IS 1-15 nord-ovest (fattori amplificazione intensità Housner nei periodi tra 1.0/1.5 sec)



Individuazione Area PUA PP135 Via Fosdondo

tav.1.6 Mops



Legenda

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

- ZONA 1** Limi - limi argillosi - argilla limosa, moderatamente consistenti (ML/CL-24) contenenti sottili corpi lenticiformi sabbiosi limosi argillosi con spessore tra 1,0 a 2,0 metri moderatamente addensati (SM-12). Effetti attesi: amplificazione per caratteristiche litostatiche, potenziale liquefazione. Approfondimenti di II° livello.
- ZONA 2** Sabbie e sabbie limose in strati con spessori tra 2 e 4/5 m, moderatamente addensate (SM-12) e con Vs min 200 m/sec, con intercalate alternanze limosa - limosa argillosa moderatamente consistenti (ML-24). Effetti attesi: amplificazione per caratteristiche litostatiche, potenziale liquefazione. Approfondimenti di III° livello per valutazione di suscettibilità alla liquefazione.
- ZONA 3** Argilla - argilla limosa, moderatamente consistenti (CL-24), sino a -5/-6 m. p.c., con intercalati subordinati corpi lenticiformi limosi argillosi, moderatamente consistenti (ML-24) e sabbiosi limosi moderatamente addensati (SM-12). Effetti attesi: amplificazione per caratteristiche litostatiche. Approfondimenti di II° livello.
- ZONA 4** Argilla limosa - argilla, moderatamente consistenti (CH/CL-24), sino a -4/-5 m. p.c., con intercalati subordinati corpi lenticiformi limosi argillosi, moderatamente consistenti (ML-24) e sabbiosi limosi poco addensati (SM-12). Effetti attesi: amplificazione per caratteristiche litostatiche. Approfondimenti di II° livello.

Zone suscettibili di instabilità

Z401 Zona di attenzione per liquefazione tipo 1

POTENZIALI CEDIMENTI DIFFERENZIALI

- Limi - limi argillosi sabbiosi poco consistenti (CL / ML - 25) contenenti corpi sabbiosi limosi lenticiformi, con spessori inferiori a 1,0 m da poco addensati, poco consistenti a moderatamente addensati (SM - 13/12), moderatamente consistenti (ML-24) nei primi 12 m dal p.c.
- Argilla limosa - limi argillosi poco consistenti (ML / CL - 25) con intercalati corpi lenticiformi sabbiosi limosi, con spessori inferiori a 0,6 m da moderatamente a poco addensati (SM 12/13) nei primi 12-13 m p.c.
- Effetti attesi: amplificazione per caratteristiche litostatiche, cedimenti differenziali, addensamenti. Approfondimenti di III° livello per stima dei cedimenti differenziali.

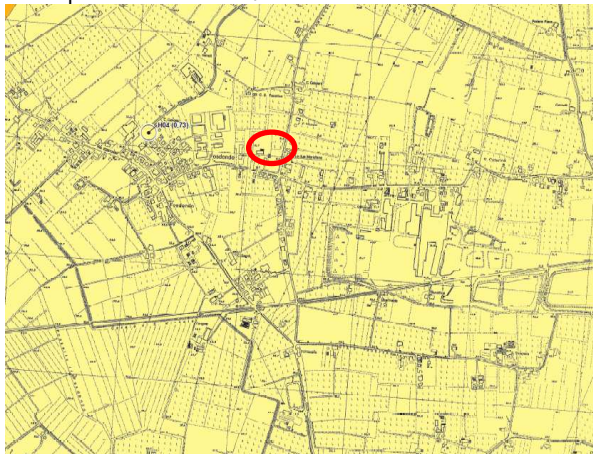
ZONA SUSCETTIBILE DI SOVRAPPOSIZIONE DI INSTABILITÀ DIFFERENTI

- Sabbie limose e sabbie poco addensate (SM-12) a limi - limi argillosi poco consistenti (ML-25) con Vs < 150/200 m/sec, nei primi 6/8 m p.c. con l'incremento della profondità sabbie limose moderatamente addensate (SM-11), limi argillosi - argilla limosa moderatamente consistenti (ML/CL-24).
- Effetti attesi: amplificazione per caratteristiche litostatiche, potenziale liquefazione a cedimenti differenziali. Approfondimenti di III° livello per valutazione di suscettibilità alla liquefazione a stima dei cedimenti differenziali.

Altri elementi rappresentati

Limite di Comune

tav 1.7 frequenza sottosuolo f_0



Legenda

Frequenze fondamentali dei terreni (Hz)

- $0,5 \leq f_0 < 0,8 \text{ Hz}$
- $0,8 \leq f_0 < 1 \text{ Hz}$

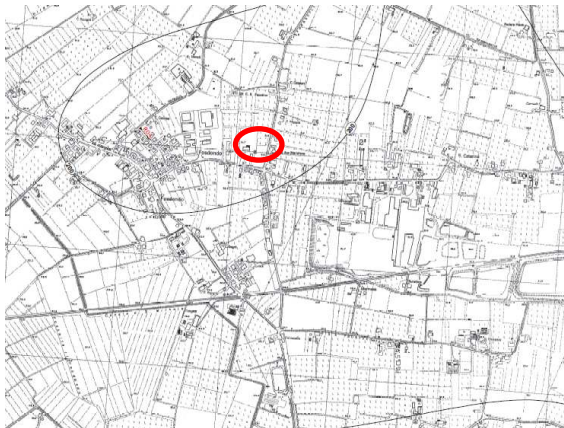
Ampiezza

- $1,5 \leq A < 2$
- $2 \leq A < 3$
- $A \geq 3$

Altri elementi rappresentati

Limite di Comune

tav 2.2 Vs



Legenda

Indagini

- R01 (213) Sperimento sismico attivo/passivo Re.Mi. o MASW
- MW101 (226) MASW

Elementi geologici e idrogeologici

Velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri del sottosuolo VS30
Isovalori di VS30 (m/sec)

Altri elementi rappresentati

Limite di Comune

tav 3.1 fattore amplificazione fa PGA



Legenda

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali Fattori di amplificazione della P.G.A.

- F.a. P.G.A. = 1,5 - 1,6
- F.a. P.G.A. = 1,7 - 1,8
- F.a. P.G.A. = 1,9 - 2,0
- F.a. P.G.A. = 2,1 - 2,2

Zone suscettibili di instabilità

Aree soggette ad approfondimenti di III° livello

Potenziale liquefazione $0 < IL \leq 2$ $2 < IL \leq 5$ $IL > 5$

Valore dell'indice di Liquefazione (IL: classificazione secondo Sonmez, 2003) (stima IL 15 m).

- 0,2 Rischio di liquefazione basso ($0 < IL \leq 2$)
- 3,3 Rischio di liquefazione moderato ($2 < IL \leq 5$)
- 6,5 Rischio di liquefazione consistente ($IL > 5$)

Potenziali cedimenti differenziali

Zona suscettibile di sovrapposizione di instabilità differenti

Altri elementi rappresentati

Limite di Comune

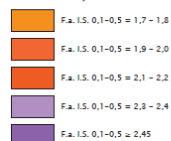
tav 3.2 fattore amplificazione Intensità Housner T= 0.1/0.5 s



Legenda

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

Fattori di amplificazione di intensità sismica Housner nei periodi tra 0,1 – 0,5 sec.

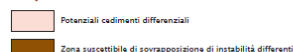
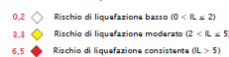


Zone suscettibili di instabilità

Aree soggette ad approfondimenti di III° livello

Potenziale liquefazione: 0 < IL ≤ 2 2 < IL ≤ 5 IL > 5

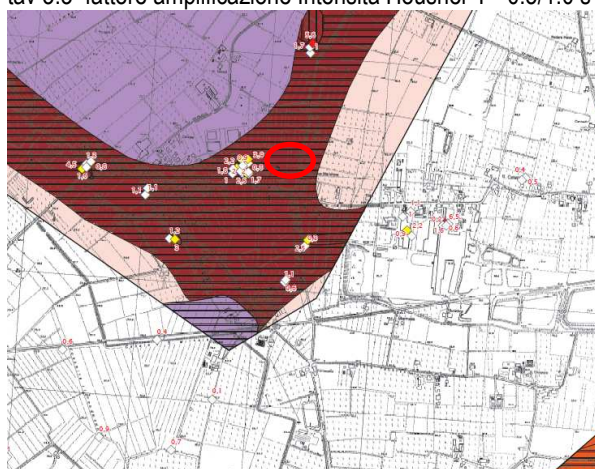
Valore dell'indice di Liquefazione (IL: classificazione secondo Sonmez, 2003) (stima IL 15 m).



Altri elementi rappresentati

Limite di Comune

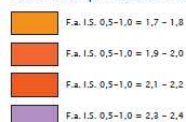
tav 3.3 fattore amplificazione Intensità Housner T= 0.5/1.0 s



Legenda

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

Fattori di amplificazione di intensità sismica Housner nei periodi tra 0,5 – 1,0 sec.

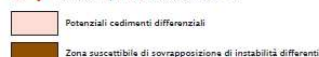
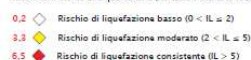


Zone suscettibili di instabilità

Aree soggette ad approfondimenti di III° livello

Potenziale liquefazione: 0 < IL ≤ 2 2 < IL ≤ 5 IL > 5

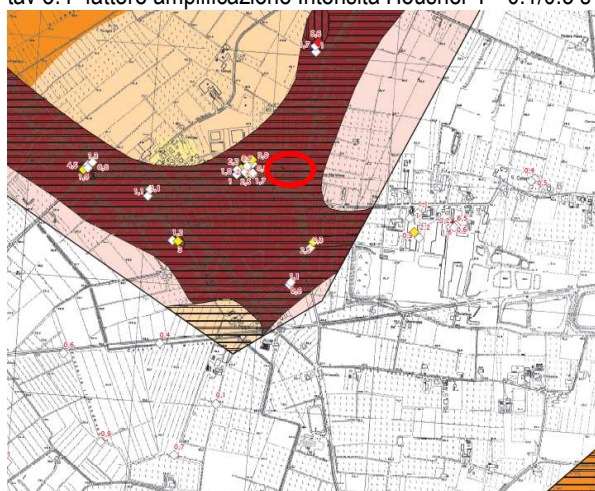
Valore dell'indice di Liquefazione (IL: classificazione secondo Sonmez, 2003) (stima IL 15 m).



Altri elementi rappresentati

Limite di Comune

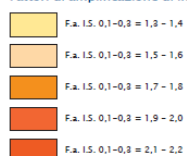
tav 3.4 fattore amplificazione Intensità Housner T= 0.1/0.3 s



Legenda

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

Fattori di amplificazione di intensità sismica Housner nei periodi tra 0,1 – 0,3 sec.

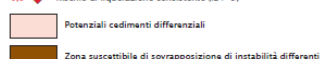
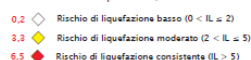


Zone suscettibili di instabilità

Aree soggette ad approfondimenti di III° livello

Potenziale liquefazione: 0 < IL ≤ 2 2 < IL ≤ 5 IL > 5

Valore dell'indice di Liquefazione (IL: classificazione secondo Sonmez, 2003) (stima IL 15 m).



Altri elementi rappresentati

Limite di Comune

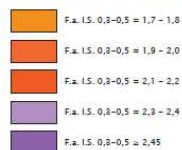
tav 3.5 fattore amplificazione Intensità Housner T= 0.3/0.5 s



Legenda

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

Fattori di amplificazione di intensità sismica Housner nei periodi tra 0,3 – 0,5 sec.

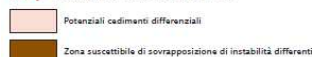
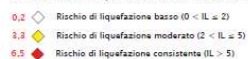


Zone suscettibili di instabilità

Aree soggette ad approfondimenti di III° livello

Potenziale liquefazione $0 < IL \leq 2$ $2 < IL \leq 5$ $IL > 5$

Valore dell'indice di Liquefazione (IL: classificazione secondo Sonmez, 2003) (stima IL 15 m).



Altri elementi rappresentati

Limita di Comune

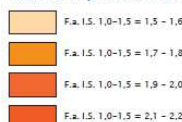
tav 3.6 fattore amplificazione Intensità Housner T= 1.0/1.5 s



Legenda

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

Fattori di amplificazione di intensità sismica Housner nei periodi tra 1,0 – 1,5 sec.

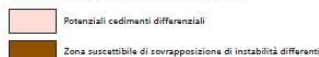
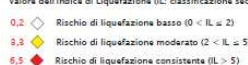


Zone suscettibili di instabilità

Aree soggette ad approfondimenti di III° livello

Potenziale liquefazione $0 < IL \leq 2$ $2 < IL \leq 5$ $IL > 5$

Valore dell'indice di Liquefazione (IL: classificazione secondo Sonmez, 2003) (stima IL 15 m).



Altri elementi rappresentati

Limita di Comune

Osservazioni: dall'analisi dello studio di Microzonazione di cui stralci delle principali tavole sono state esposte sopra, si riassume:

- **Tav 1.6:** l'area in analisi ubicata fra via Fornacelle e via Fosdondo ricade in area cartografata come "Zona soggetta a sovrapposizione di instabilità differenti" e si indica approfondimenti per quanto riguarda liquefazione e cedimenti differenziali.
- **Tav. 1.7:** l'area in analisi ubicata fra via Fornacelle e via Fosdondo ricade in area cartografata come soggetta a frequenza fondamentale del suolo variabile fra 0,5/0,8 sec
- **Tav. 2.2:** l'area in analisi ubicata fra via Fornacelle e via Fosdondo ricade in area cartografata come zona con propagazione delle velocità delle onde di taglio Vs circa a 200 m/sec.
- **Tav. 3.1:** l'area in analisi ubicata fra via Fornacelle e via Fosdondo ricade in area cartografata come zona con fattore di amplificazione (Fa) della PGA circa corrispondente a alla classe 1.7/1.8, inoltre la zona viene contrassegnata come area con possibile potenziale indice di Liquefazione IL variabile fra $0 \leq 2$.
- **Tav. 3.2÷3.6:** tali elaborati riguardano la valutazione della intensità di Housner (o intensità dello spettro di risposta) definita dalla relazione $SI = \int_{T_1}^{T_2} PSV(T, \xi) dt$ dove PSV fa riferimento allo spettro di risposta in pseudo-velocità T al periodo e ξ allo smorzamento (5%). I vari range di periodi considerati sono in funzione dei periodi di vibrazione associabili a diverse tipologie edificatorie:
 - periodo T compreso fra 0.1/0.3 sec attribuibili a fabbricati in muratura (4-5 piani) e/o edifici in c.a. (H=3-4 piani)
 - periodo T compreso fra 0.3/0.5 sec attribuibili a fabbricati prevalentemente uso produttivo (H<8 m) e/o edifici civili in c.a. (H 5-6 piani)
 - periodo T compreso fra 0.5/1.0/1.5 sec attribuibili a strutture in c.a. o Fe (H 6-7 piani) solosi torri edifici alti e snelli ecc.

dall'analisi delle tavole sopra esposte si riscontrano per l'area in analisi ubicata fra via Fornacelle e via Fosdondo valori del fattore amplificazione intensità sismica Housner che a seconda del range di periodo analizzato oscillano fra 1,3/4 a 2,2.

Le cartografie dello studio di Microzonazione Sismica comunale, metterebbero in evidenza criticità sismiche per la zona di cui fa parte l'area in esame (fattori di amplificazione FA derivanti dall'applicazione degli abachi indicati e contenuti nelle norme

regionali per gli studi di Microzonazione Sismica).

A tal proposito si ritiene utile però riportare quanto indicato in "Applicabilità degli abachi per la microzonazione sismica di livello 2" (Gruppo lavoro abachi Albarello et alii - GNGTS 2015) che specifica:

- "I valori dei vari FA riportati negli abachi regionali corrispondono a diversi percentili: 84esimo percentile per gli abachi della Regione Emilia Romagna, 75esimo per Regione Toscana e Liguria, e 50esimo per Lazio e Lombardia...."

Appare quindi ragionevole osservare che, l'applicazione degli abachi da utilizzare per gli studi di Microzonazione sismica, in considerazione del fatto che per le zone analizzate "contrastati di impedenza > 4 Non sono stati finora riscontrati (GNGTS 2015)", si rileva (come indicato anche in conclusione finale della stessa pubblicazione) un "....carattere assai conservativo degli abachi regionali fin qui prodotti (GNGTS 2015)".

Tale osservazione trova infatti conferma nel fatto che, le NTC18 (come le precedenti NTC08) per l'ottenimento delle forme spettrali di riferimento per gli interventi esecutivi, ricavano per ciascun nodo del reticolo sismico di riferimento (per la pericolosità sismica) 3 parametri (a_g , F_0 e T_C), che sono ottenuti riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile (All. A - NTC08).

Appare quindi difficilmente confrontabile in particolare il fattore di amplificazione, F_a PGA, derivato dagli abachi degli studi di Microzonazione sismica che fanno riferimento alle norme regionali, con quello ottenibile dalle norme NTC.

Nel contesto del presente report, si è quindi predisposto lo sviluppo di un'analisi numerica di Risposta Sismica Locale, descritta nei paragrafi seguenti, che in relazione al suo utilizzo per i futuri interventi esecutivi (previsti per l'area), è stato sviluppato con riferimento normativo al NTC18 (art. 7.11.3).

Piano gestione del rischio alluvionale PGRA – D. g. R 1300/2016

Sono stati inoltre esaminati gli elaborati cartografici cui fa riferimento la DGR 1300-2016 di recente applicazione ed in particolare: Piano Gestione Rischio Alluvioni-Mappa pericolosità di alluvioni e degli elementi potenzialmente esposti (art. 6 Dirett. 2077/60/CE e art. 6 D. Lgs. 49/2010) Ambito Territoriale Reticolo Secondario di Pianura.

- PGRA: Piano Gestione Rischio Alluvioni-Mappa del Rischio Potenziale (art. 6 Dirett. 2077/60/CE e art. 6 D. Lgs. 49/2010) Ambito Territoriale Reticolo Secondario di Pianura (F. 201NO Correggio)

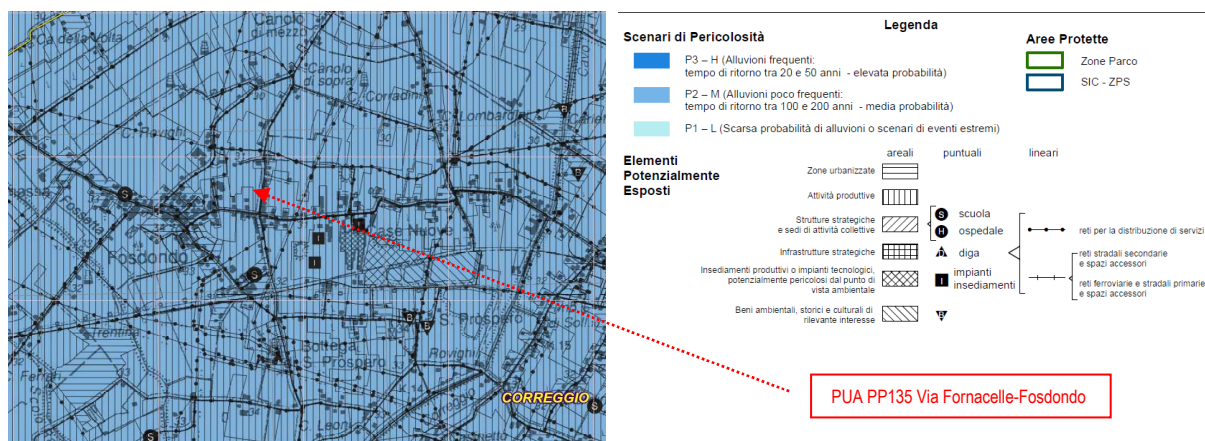


Fig. 6: stralcio Mappa pericolosità di alluvioni e degli elementi potenzialmente esposti -Ambito Territoriale Reticolo Secondario di Pianura (F. 201NO Correggio).

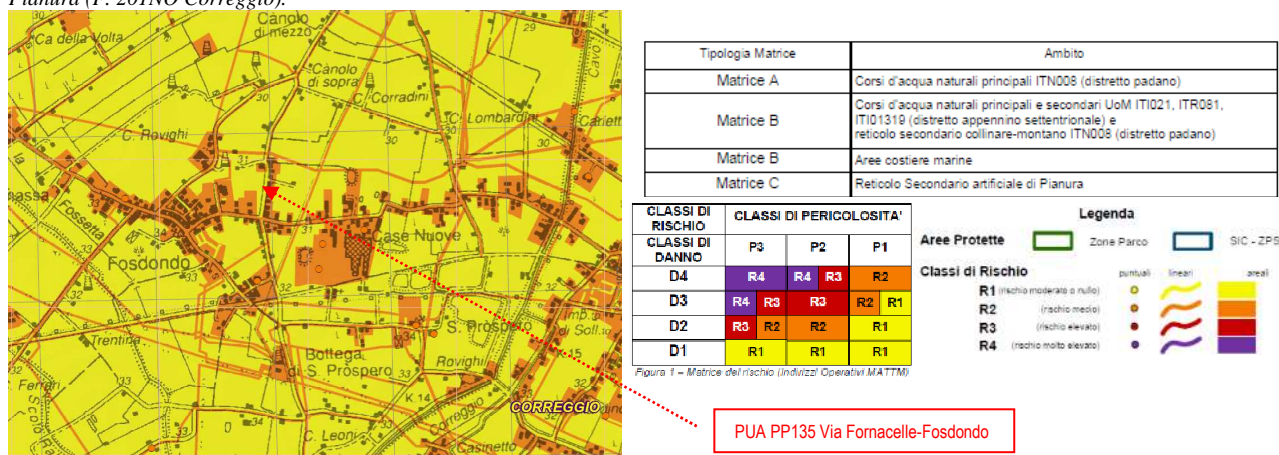


Fig. 7: stralcio Mappa del Rischio Potenziale - Ambito Territoriale Reticolo Secondario di Pianura (F. 201NO Correggio)

Dagli elaborati sopra esposti si evince che il sito in esame ricade in Ambito del Reticolo secondario di Pianura, cui è possibile assegnare:

- un potenziale rischio alluvionale di tipo P2M (alluvioni poco frequenti prob. media e tempi di ritorno di 100-200 anni) ed è segnato un unico elemento potenzialmente esposto areale (attività produttive).

Classe di Rischio R1/R2 (da moderato-nullo a medio come elemento areale) assenti elementi lineari in corrispondenza dell'area di intervento e quindi una classe di danno potenziale derivabile probabilmente di tipo D1/D2;

Ciò può comportare "possibili danni minori agli edifici, alla infrastrutture ed al patrimonio ambientale, che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche".

Si fa notare però, che la DGR 1300-2016 per l'Ambito di Riferimento del Reticolo Secondario di Pianura, la perimetrazione delle aree potenzialmente allagabili, è stata effettuata SOLO con riferimento agli scenari di alluvione frequente (P3) e poco frequente (P2), come cita lo stesso articolo (art. 5.1), mentre le aree P1 (cioè ad alluvioni rare) sono state inglobate e classificate nello scenario P2:

A questa tipologia di aree si aggiungono limitate zone individuate mediante modelli idrologico - idraulici e aree delimitate sulla base del giudizio esperto degli enti gestori in relazione alla incapacità, più volte riscontrata, del reticolo a far fronte ad eventi di precipitazione caratterizzati da tempi di ritorno superiori (in media) a 50 anni (individuato come tempo di ritorno massimo relativo allo scenario P3). Stante le caratteristiche proprie del reticolo, nello scenario di alluvione poco frequente (P2), l'inviluppo delle aree potenzialmente allagabili, coincidente con gran parte dei settori di pianura dei bacini idrografici, ha carattere indicativo e necessita di ulteriori approfondimenti di tipo conoscitivo. Ne deriva che l'estensione delle aree interessate da alluvioni rare (P1) è ricompresa, di fatto, nello scenario P2.

Stralcio del testo del DGR 1300-2016 (art. 5.1) ove viene indicato il carattere indicativo della norma e di come siano necessari approfondimenti locali.

Si denota quindi nella cartografia che delimita le aree definibili a rischio alluvionale, una indicazione sommaria e superficiale, connotata dall'assenza nella cartografia allegata al DGR 1300-16, delle aree definibili a Rischio di alluvione raro (P1), che sono state annesse (come sopra indicato) allo scenario P2, attribuendo ed ampliando di fatto (inopportuno) la perimetrazione delle aree P2, che in tal modo ricomprendono gran parte (o la totalità) del territorio di pianura, al cui interno ricadono quindi anche vaste zone, che probabilmente presenterebbero un rischio di alluvione "raro" (P1).

Le prescrizioni della normativa DGR1300-16, appaiono quindi di carattere sommario ed indicativo e le valutazioni del reale rischio alluvionale, dovrebbe essere approfondito e specificato da adeguati sviluppi, degli strumenti di Pianificazione Urbanistica Provinciale e/o locale-comunale.

In relazione quindi alle misure da adottare per la riduzione della vulnerabilità per "Edifici in aree a rischio alluvione" (Autor. di Bacino del F. Po e Univ. Degli Studi di Pavia -febbraio 2009) si evince che L'autorità di Bacino ha emanato le seguenti indicazioni e/o accorgimenti costruttivi:

1. Assenza di locali interrati.
2. Realizzare fondazioni in c.a. adeguate ed opportunamente collegate fra loro.
3. Prevedere pavimentazioni esterne intorno all'edificio, in particolare a protezione degli spigoli, atte ad evitare fenomeni di erosione e/o scalfamento.
4. In relazione al deflusso/assorbimento delle eventuali acque di esondazione, non sono noti al momento attuale, dal progetto, interventi che ne possano comportare l'accumulo o l'aggravio delle attuali condizioni di rischio, per le aree circostanti.
5. È da verificare in fase di progettazione esecutiva il principio di invarianza idraulica, in relazione alla possibilità ricettiva del sistema idrico, poiché lo schema fognario di scolo del nuove strutture dovrà essere congruente a quello esistente e verificare che recapiterà agli stessi assi di scolo fognario.
6. Considerare ad ulteriore e maggiore considerazione a favore di sicurezza, di realizzare gli impianti elettrici del piano basso (piano terra) con accorgimenti di protezione idrica, finalizzata al loro funzionamento anche in caso di eventuali ingressi idrici.

In base a quanto sopra, in questa fase di studio preliminare PUA, è stata inoltrata (13-8-20) richiesta all'ente di Bonifica di competenza per territorio (Consorzio Bonifica dell'Emilia Centrale - Reggio Emilia), chiedendo indicazioni sul reticolo secondario di pianura, che (per insufficienza della rete di scolo) possano causare-innescare eventuale formazione di un "tirante idrico", che arrivi ad interessare l'area in analisi e poter quindi in tal modo considerare (se necessario) un eventuale franco di sopraelevazione del piano di calpestio del piano terra o eventuali opere alternative, da considerare per i nuovi corpi edilizi in progetto.

Dalla risposta ricevuta in data 10-09-20 (allegata al presente Report) dal Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale, in funzione delle distanze dal sito dagli "eventuali" e potenziali canali (Dugale di Fosdondo a sud sud-est dell'area circa subparallelo alla SP 47) della rete di scolo della bonifica, che secondo quanto indicato dal Ente di Bonifica, la pericolosità di allagamento è riferibile unicamente a Dugale sopra menzionato, che si trova a distanza di circa 470 m a SE del sito ed inoltre in considerazione alla bassa velocità di progressione della lama d'acqua ≤ 0.4 m/sec (indicata sempre dal Consorzio di Bonifica), al sito in esame potrebbe (con tutta probabilità) arrivare una "lama d'acqua" di entità inferiore a quella indicato da Consorzio, ma a scopo cautelativo ed a favore di

sicurezza si considera l'altezza max (indicata dal Consorzio), al di sopra del ciglio superiore del Dugale di Fosdondo pari a 0,2 m.

In relazione quindi alle misure da adottare per la riduzione della vulnerabilità per "Edifici in aree a rischio alluvione" (Autor. di Bacino del F. Po e Univ. Degli Studi di Pavia -febbraio 2009) si consiglia di prevedere per i futuri interventi edili i seguenti accorgimenti costruttivi:

1. Assenza di locali interrati.
2. Sopraelevazione del piano di calpestio del piano terra ≥ 30 cm, rispetto alle quote del pc naturale al intorno (quindi superiore all'ipotesi di max lama d'acqua eventualmente ipotizzabile per il sito).
3. Realizzare fondazioni in c.a. adeguate ed eventualmente se possibile opportunamente collegate fra loro.
4. Prevedere pavimentazioni esterne intorno all'edificio, in particolare a protezione degli spigoli, atte ad evitare fenomeni di erosione e/o scalzamento.
5. In relazione al deflusso/assorbimento delle eventuali acque di esondazione, non sono previsti dal progetto, interventi che ne possano comportare l'accumulo o l'aggravio delle attuali condizioni di rischio per le aree circostanti.
6. È da verificare in fase di progetto esecutivo, il principio di invarianza idraulica, in relazione alla possibilità ricettiva del sistema idrico.

A scopo di ulteriore protezione ed a favore di massima protezione e sicurezza, è eventualmente consigliabile a riduzione della vulnerabilità dei beni e/o delle strutture esposte:

- realizzare gli impianti elettrici del piano basso (piano terra) con accorgimenti di protezione idrica, finalizzata al loro funzionamento anche in caso di eventuali ingressi idrici (peraltro poco probabili in relazione al punto 2).

Indagini sismiche direttamente eseguite

Allo scopo di acquisire i dati sismici del sottosuolo necessari per svolgere l'analisi di Risposta Sismica Locale (NTC18 art. 7.11.3) sono state direttamente ed appositamente eseguite indagini sismiche, in corrispondenza dell'edificio in progetto:

- 1 indagine in sismica ad antenna sismica passiva ESAC (agosto 2020 Fig. 5)
- 1 indagine sismica in modalità attiva Masw (agosto 2020 Fig. 5)
- 1 indagine di rilievo sismico passivo metodo HVSr (agosto 2020 Fig. 5) per la eventuale individuazione di contrasti di impedenza da collegare od associare alla eventuale presenza di bedrock sismico, e relativa profondità cui fare riferimento per le analisi.

Le indagini Esac per cui necessita una esigenza di grandi spazi (in genere ≥ 100 m) e subordinatamente per la Masw, con necessità di avere terreno nei punti di infissione dei geofoni, sono state eseguite immediatamente a sud della carraia che borda il lato settentrionale del PUA (vedi Fig. 5). I dati desunti dalle singole indagini sismiche (Masw ed ESAC) sono stati successivamente elaborati congiuntamente al fine di ottenere con maggior precisione e dettaglio, la restituzione dei parametri sismici caratterizzanti il sottosuolo anche in profondità >30 m da pc.

Prove geognostiche prese a riferimento per stratigrafia profonda

La scelta dei dati stratigrafici, geotecnici del sito, presi a riferimento per l'elaborazione-taratura delle indagini sismiche direttamente eseguite sopra indicate, sono stati desunti per i primi 20 m da indagini Cpt direttamente eseguite come sopra descritto.

Per i dati stratigrafici più profondi si è fatto riferimento a sondaggi per opere di emungimento in particolare alle stratigrafie di 3 pozzi desunti dal catasto pozzi on-line Regione Emilia Romagna (di cui 2 a E del sito ed il 1 a W), che hanno raggiunto profondità variabili fra 119-137 m da pc, si è fatto inoltre anche riferimento a 1 pozzo dal catasto on-line di Ispra (immediatamente a ovest del sito) spinto sino a profondità di 116 m da pc, che hanno permesso di individuare le principali suddivisioni e stratificazioni litologiche presenti in profondità (vedi schede sotto elencate), prese a riferimento ed indispensabili per una corretta analisi di Risposta Sismica Locale (RSL).

A verifica delle stratigrafie e per proseguirle ad ulteriori maggiori profondità, si sono anche analizzate sezioni geologiche e idrostratigrafiche della RER in particolare sez.3 (da "Riserve Idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna" -RER, ENI e AGIP ed. Selca FI - 1998) e paragonata inoltre anche alla sezione C-C' di Tav. 1.2.1 dello studio di Microzonazione Sismica del comune di Correggio consultabile on-line (vedi schede sotto elencate).

Ubicazione pozzi profondi banca dati Regione Emilia Romagna e Ispra in relazione al sito di studio (perimetro PUA in colore rosso e lotti edificabili perimetro in colore giallo).



Schede stratigrafiche pozzi profondi sopra indicati (Regione Emilia-Romagna banca dati on line e Ispra)

Pozzo RER ...P613 (prof. -137 m)

2010 P613

COM 44 N. progr. 0003 A

6.3.0 Ditta perforatrice CHIOSI ADALGISO 35 cod. 6574 data perf. 04/5/6

6.3.1 CARATTERISTICHE DEL POZZO

PROFONDITA' a metri	DESCRIZIONE	colore	codice	UMIDITA' (1)	ATTRAV. VALDA ACCUIF. (2)	FINESTR. (3)
1.70	STRATIGRAFICA	1.1	1.1			
1.80	ARGILLA	1.1	1.1			
1.90	SABBIA	2.1	2.1			

6.3.2 EQUIPAGGIAM.

6.3.3 USI E DESTINAZIONE

avanzamento SI -1 NO-8

potenza kW 1.0

prevalenza m 1.60

portata l/sec. 1.3

tubo mandata mm 1.3

USI

DESTINAZIONI

cod. uso codici gior./anno ore/giorno consumo annuo mc

civile (acquedotto) (1)

agricolo-irriguo (2)

agricolo-sostentivo

agric. trasf. prod. (3)

industriale (4)

domestico

vari (5)

(1) Elettropompa sommersa - 1: non sommersa - 2: miscelatore sommerso - 3: non sommersa - 4: ...

(2) Cod. acquedotto: (3) Sup. irrigua ha (4) Cod. produttivo (5) Cod. sito 5-2: Ricreativo 5-3: (6) ...

Pozzo RER....P610-611 (prof. 119 m)

2010 P610

COM 44 N. progr. 0003 A

6.3.0 Ditta perforatrice TORELLI 35 cod. 572 data perf. 1/7/6

6.3.1 CARATTERISTICHE DEL POZZO

PROFONDITA' a metri	DESCRIZIONE	colore	codice	UMIDITA' (1)	ATTRAV. VALDA ACCUIF. (2)	FINESTR. (3)
1.28	ARGILLA	1.1	1.1			
1.35	SABBIA	2.1	2.1			
1.45	ARGILLA	1.1	1.1			
1.49	SABBIA SCURA	2.1	2.1			

6.3.2 EQUIPAGGIAM.

6.3.3 USI E DESTINAZIONE

avanzamento SI -1 NO-8

potenza kW 1.0

prevalenza m 1.60

portata l/sec. 1.3

tubo mandata mm 1.3

USI

DESTINAZIONI

cod. uso codici gior./anno ore/giorno consumo annuo mc

civile (acquedotto) (1)

agricolo-irriguo (2)

agricolo-sostentivo

agric. trasf. prod. (3)

industriale (4)

domestico

vari (5)

(1) Elettropompa sommersa - 1: non sommersa - 2: miscelatore sommerso - 3: non sommersa - 4: ...

(2) Cod. acquedotto: (3) Sup. irrigua ha (4) Cod. produttivo (5) Cod. sito 5-2: Ricreativo 5-3: (6) ...

Stratigrafia pozzo P611 identica

Pozzo Ispra8071 (prof. 116 m)

Codice: 8071

Regione: EMILIA-ROMAGNA

Provincia: REGGIO NELL'EMILIA

Comune: CORREGGIO

Tipologia: PERFORAZIONE

Opera: POZZO PER ACQUA

Profondità (m): 116.00

Quota pe slm (m): 32.80

Anno realizzazione: 2005

Numero diametri: 1

Presenza acqua: SI

Portata massima (l/s): 1.500

Portata esercizio (l/s): 1.000

Numero falde: 3

Numero filtri: 1

Numero piezometrie: 1

Stratigrafia: SI

Certificazione(*) SI

Numero strati: 12

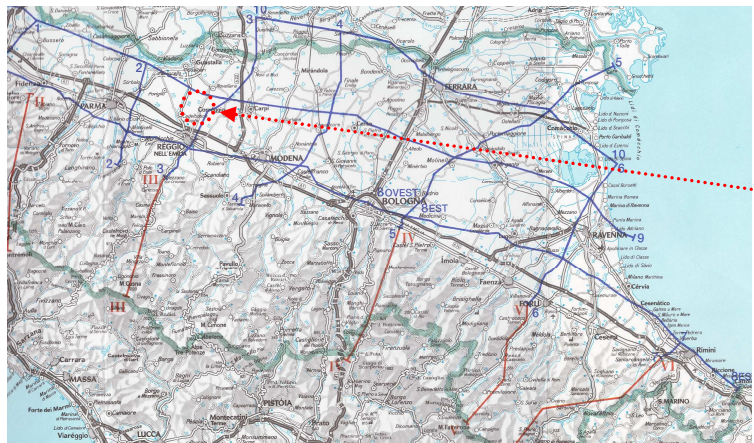
Longitudine WGS84 (dd): 44° 44' 10.33" E

Latitudine WGS84 (dd): 44° 44' 32.92" N

(*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia



Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	9,00	9,00		LIMI ARGILLOSI CON INTERCALATI STRATI LIMOSO SABBIOSI MEDIO FINI RICONTRABILI TRA -4 E -6 M P.C. E ORIZZONTI ARGILLOSI - ARGILLOSO LIMOSI
2	9,00	15,00	6,00		LITOTIPI PREVALENTE ARGILLOSO - ARGILLOSO LIMOSI
3	15,00	18,00	3,00		SABBIE FINI E SABIE FINI LIMOSE
4	18,00	24,00	6,00		LITOTIPI PREVALENTE ARGILLOSO - ARGILLOSO LIMOSI
5	24,00	26,00	2,00		ALTERNANZE PREVALENTEMENTE LIMOSE CON INTERCALATI SOTTILI STRATI LENTIFORMI SABBIOSO FINI LIMOSI
6	26,00	35,00	9,00		LITOTIPI PREVALENTE ARGILLOSO - ARGILLOSO LIMOSI
7	35,00	35,00	0,00		ALTERNANZE DI STRATI PREVALENTEMENTE LIMOSI CON INTERCALATI SOTTILI STRATI SABBIOSO FINI LIMOSI, LENTIFORMI
8	35,00	45,00	10,00		LITOTIPI PREVALENTE ARGILLOSO - ARGILLOSO LIMOSI
9	45,00	75,00	30,00		LITOTIPI PREVALENTEMENTE ARGILLOSI DI COLORE GRIGIO
10	75,00	100,00	25,00		ARGILLE - ARGILLE LIMOSE CONTENENTI SUBORDINATE E DISCONTINUE SOTTILI LENTI SABBIESE LIMOSE
11	100,00	115,00	15,00		LITOTIPI PREVALENTEMENTE SABBIOSI A GRANULOMETRIA MEDIO GROSSOLANA - GROSSOLANA
12	115,00	115,00	0,00		TERMINI PREVALENTEMENTE ARGILLOSI ED ARGILLOSO LIMOSI



Per la zona di Fosdondo, che come sopra accennato, oltre alle stratigrafie dei pozzi reperiti in banca dati on-line RER-Ispra, si è fatto riferimento, per confronto alle sezioni geologiche contenute in “Riserve Idriche sotterranee della Regione Emilia Romagna” RER – Eni Agip Ed. Selca 1998, ed in particolare ad un tratto della sez. 3, in corrispondenza che passa circa in corrispondenza dell’area di studio, si inoltre anche considerata la sez. C-C’ dello studio di microzonazione sismica del comune di Correggio.

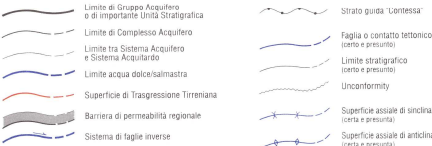
Nella sezioni suddette, su queste sezioni è stata “proiettata” la posizione del sito di intervento oggetto

di studio.

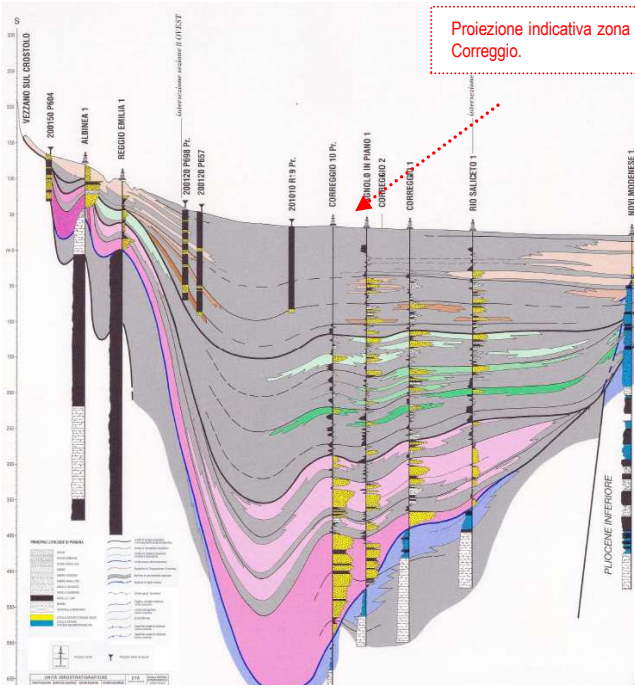
PRINCIPALI LITOLOGIE DI PIANURA



PRINCIPALI LITOLOGIE DI MONTAGNA



UNITÀ IDROSTRATIGRAFICHE	ETÀ	SCALA CRONO-STRATIGRAFICA
GRUPPO ACQUIFERO	PROFONDITÀ (m)	PROFONDITÀ (m)
A1	0 - 0,12	0 - 0,12
A2	0,12 - 0,35	0,12 - 0,35
A3	0,35 - 0,45	0,35 - 0,45
A4	0,45 - 0,55	0,45 - 0,55
B1	0,55 - 0,65	0,55 - 0,65
B2	0,65 - 0,75	0,65 - 0,75
B3	0,75 - 0,85	0,75 - 0,85
B4	0,85 - 0,95	0,85 - 0,95
C1	0,95 - 1,05	0,95 - 1,05
C2	1,05 - 1,15	1,05 - 1,15
C3	1,15 - 1,25	1,15 - 1,25
C4	1,25 - 1,35	1,25 - 1,35
C5	1,35 - 1,45	1,35 - 1,45
ACQUEDOTTO BASALE	1,45 - 1,55	1,45 - 1,55

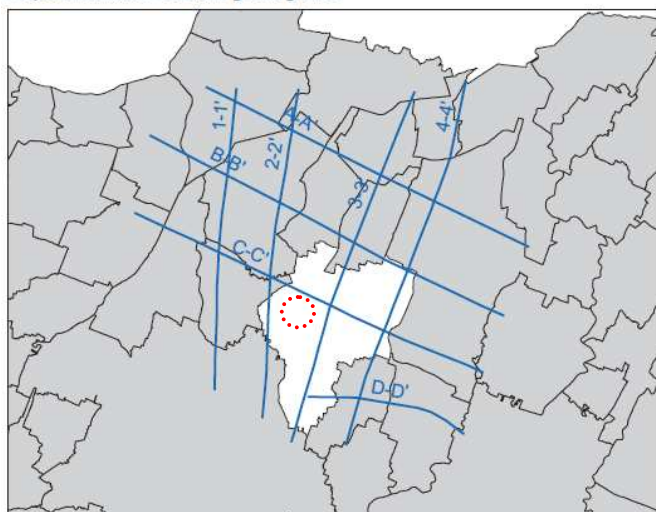


Proiezione indicativa zona in analisi 'Fosdondo' comune di Correggio.

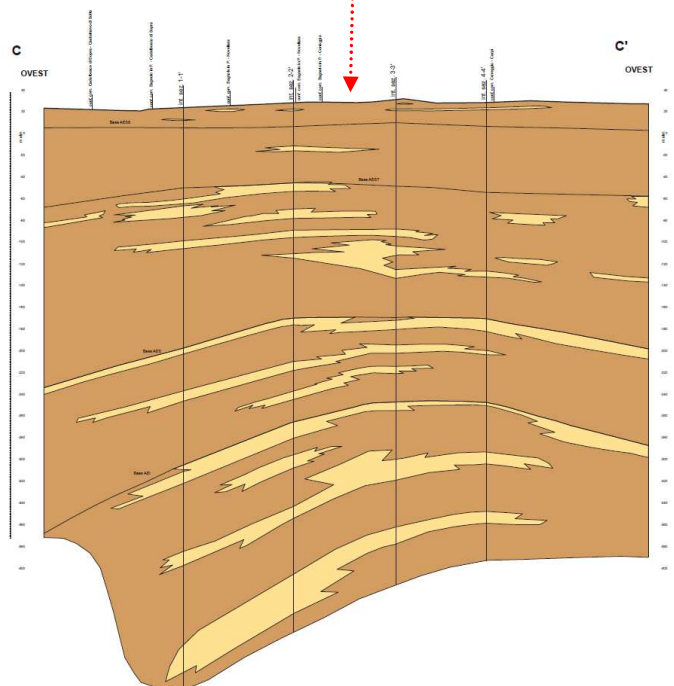
Sez. 3 (porzione del tratto di interesse: “Fosdondo comune di Correggio”)

Sez. C-C' Tav 1.2.1 MZS Correggio

Inquadramento sezioni geologiche



Proiezione indicativa zona in analisi 'Fosdondo' comune di Correggio.



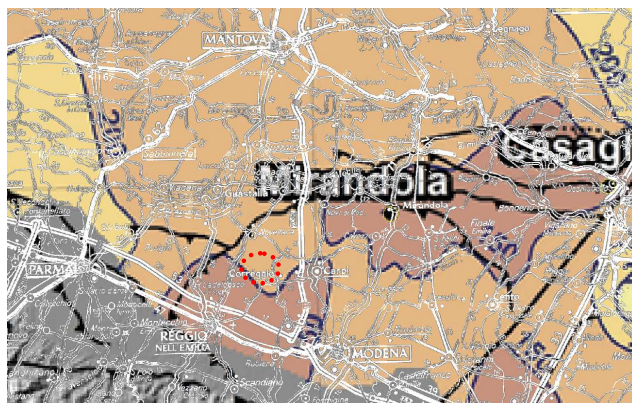
Dalle sezioni sopra esposte e da quanto ancor prima anticipato, il bedrock sismico ($V_s \geq 800$ m/s) dovrebbe quindi poter essere individuabile in corrispondenza della transizione fra depositi continentali (quaternari) al passaggio fra il subsistema superiore (AES) e quello inferiore (AEI cioè circa 0,45 Ma di anni) che corrisponde a quella superficie definita "di incongruenza Y-surface" (Mascandola et alii. "Mapping the Seismic Bedrock of the Po plain"-2018), che corrisponde (in Sez. 3 sopra esposta) circa al passaggio fra gli acquiferi del gruppo A e quelli del gruppo B, che parrebbe indicativamente presente circa a -150/-160 m da pc. (mentre in sez. C-C' lo stesso contatto sarebbe indicato a profondità ancora maggiore).

Allo scopo di verificare e/o valutare la presenza di un eventuale bedrock sismico e valutarne la profondità, è stata quindi eseguito anche un rilievo di microtremore, in sismica passiva a stazione singola (rilievo HVSr), come indicato in Fig. 5 e descritto nel successivo capitolo in dettaglio.

Dalle schede sopra esposte che illustrano la stratigrafia del sottosuolo in prossimità del sito di intervento, si evince una discreta corrispondenza fra i dati delle schede pozzo e i dati delle indagini geognostiche stratigrafiche eseguite, in particolare per gli orizzonti più profondi, si nota che indicherebbero sino a profondità di circa 11-13 m una alternanza di sequenze essenzialmente limo-argillose, con presenza o subordinati lenti argilloso torbose ed alternati a livelli lenticolari sabbioso limosi, seguite sino circa -20 da bancata essenzialmente argillosa cui si intercalano livelli lenticolari di sabbie limose, segue potente bancata argillosa a discreta consistenza sino circa a -78 m, quota cui compare livello granulare ma discontinuo in senso laterale sino a -88 m. Fa seguito una nuova bancata argillosa sino a 131, m ove si riscontra strato sabbioso sufficientemente continuo anche lateralmente, cui succede un orizzonte argilloso sino a 155 m, quota alla quale è verosimile ubicare il passaggio agli acquiferi del gruppo B.

Tale linea di demarcazione con tutta probabilità può corrispondere, alla Y-surface, quindi il passaggio per i terreni sottostanti a quello che può essere definito come bedrock sismico.

Per la scelta e la discretizzazione degli strati del sottosuolo in profondità, (sino al ipotizzabile bed rock sismico), a cui si fa riferimento per le analisi di Risposta Sismica Locale (RSL), (in mancanza di analisi sismiche dirette profonde sino al bedrock, che esulano dagli scopi del presente report, ma che dovrebbero invece essere previste nelle analisi di pianificazione sismica del territorio), si è ipotizzato la profondità cui è verosimilmente ipotizzabile attribuire un fattore di amplificazione sismico ($F_A = S_s$ [amplif. stratigrafica]) uguale a 1, cioè quegli strati del sottosuolo al di sotto dei quali è possibile ragionevolmente attribuire/assegnare velocità delle onde di taglio $V_s \geq 750-800$ m/s e in aumento con la profondità (cfr. art. 3.2.2 NTC2018) che per il sito in analisi, in base anche a quanto riportato in "Mapping the Seismic Bedrock of the Po Plain (Italy)" (Mascandola et alii Bull. Of the Seismological Society of America 2018) può verosimilmente corrispondere alle profondità ipotizzate, come indicherebbe anche lo studio sopra menzionato, che per la zona di Correggio-Fosdondo indicherebbe la presenza di un bedrock sismico a profondità di circa 140-160 m (vedi figura sotto esposta tratta dalla medesima pubblicazione):



Seismic Bedrock Map (m from the ground surface)

< 50	100-150	200-250	300-400
50-100	150-200	250-300	> 400

Figure 9. Map of seismic bedrock depth (in meters from the ground surface).

Fig. 8 stralcio della Fig. 9 in "Mapping the Seismic Bedrock of the Po Plain (Italy)" parz. modif.  Ub indicativa area in analisi

Risposta Sismica Locale

Indagine sismica passiva HVSr (Microtremori)

In base alla necessità di valutare il confronto fra la frequenza fondamentale del sottosuolo e stabilire una profondità approssimativa del bedrock sismico ($V_s \geq 800$ m/s) della zona di interesse è stato eseguito, contestualmente alle indagini sismiche Esac-Masw n. 1 punto di stazione per l'acquisizione dei microtremori sismici come di seguito descritto:

- HVSr (Tromino): Interporto BO
(vedi Fig. 5).

In base alla necessità di valutare la frequenza fondamentale del sottosuolo per l'acquisizione dei dati di microtremore sismico, è stato utilizzato uno degli strumenti più diffusi per l'acquisizione di dati in sismica passiva a stazione singola, denominato "TROMINO"®, certificato e coperto da brevetto internazionale.

Tale strumentazione appositamente progettata e costruita da MoHo srl, rappresenta la nuova generazione di strumenti digitali per la misura ad alta risoluzione del rumore sismico ambientale ed eventualmente quando in presenza di edifici esistenti, anche per la misura di vibrazioni antropiche, indotte su strutture (norma Din4150 e UNI 9916).

Tecnicamente è un sismografo appositamente studiato per il rilievo del microtremore sismico, nell'intervallo di frequenze fra 0,1 e 512 Hz, mediante l'impiego di masse strumentali molto ridotte, con una struttura rigida non risonante e costruita con materiali non diffrangenti.

I sensori sono costituiti da una terna di velocimetri smorzati che trasmettono il segnale ad un sistema di acquisizione digitale a basso rumore e dinamica ≥ 23 bit.

Queste caratteristiche strumentali consentono una elevata accuratezza nella misura dei dati, maggiore di 10^{-4} , sulle componenti spettrali maggiori/uguali a 0,1 Hz.

Praticamente si tratta di installare solidalmente il Tromino® al suolo (nel caso di misure per la frequenza del sottosuolo) o di appoggiarlo, eventualmente mediante l'uso di piedini regolabili (nel caso di misure di frequenza su strutture con pavimentazioni non perfettamente orizzontali) e di misurare il tremore sismico, con durata di registrazione adeguata alla frequenza minima di interesse per il sito e/o la tipologia d'indagine in analisi.

Per le misure sul suolo si ipotizza di misurare la frequenza della coltre sedimentaria, di copertura del bedrock sismico (quindi con spessore max ipotizzato ≈ 300 m), da ciò ne deriva una stima (in prima approssimazione) della frequenza dell'ordine di circa 0.5 Hz, che equivale ad un periodo $T = 2$ sec.

Pertanto, per poter "osservare" congruamente i microtremori del sottosuolo e registrare con Tromino® queste frequenze, è necessario mantenere in "ascolto" (acquisizione) lo strumento per una durata minima teorica di almeno 2 sec. Dato che però il metodo si basa su tecniche di risoluzione spettrale elevata, il segnale viene acquisito su finestre temporali di almeno 10 volte più lunghe.

È quindi opportuna ed indispensabile, anche una ridondanza statistica (30-40/50 ripetizioni), che consente di mediare opportunamente le registrazioni, per evitare di interpretare "microtremori locali" random.

In sintesi, per ottenere un'acquisizione di rumore sismico (microtremore) a scopi stratigrafici anche profondi, si devono

quindi analizzare dati con durata di acquisizione minime di circa almeno 15 minuti per il terreno e di 5-6 min. per le misure eseguite sulle strutture.

Il risultato della acquisizione eseguita nel sito in esame è quindi analizzato mediante il codice di calcolo 'Grilla®. (appositamente sviluppato da MoHo srl), che consente di archiviare, analizzare e permettere la revisione del segnale misurato in sito.

Tale software consente di realizzare approfondite analisi spettrali di base e procedure per analisi HVSR secondo procedure codificate dal progetto di ricerca SESAME (2005).

I passi principali sono:

- ◆ uso di strumentazione certificata e/o verificata da opportune commissioni (tecnico - scientifiche).
- ◆ analisi dettagliata dello spettro di Fourier delle componenti verticali del segnale per individuare ed eliminare componenti "monocromatiche" (possibile rumore antropico)
- ◆ eliminare (in genere la sequenza completa è di suddividere l'acquisizione in sottofinestre di 20 sec) le sottofinestre con contenuti TRANSIENTI, cioè le porzioni di segnale contenenti transienti legati a sorgenti vicine al sensore (cioè passi o passaggi di autoveicoli).
- ◆ calcolo H/V per ogni sottofinestra selezionata mediante:
 - eliminazione segnale di eventuali offset
 - calcolo spettri di Fourier
 - Smoothing degli spettri Fourier per minimizzare effetti d'instabilità numerica del computo dei rapporti, ottimizzando caso per caso la % di smoothing, per evitare di alterare le caratteristiche dello spettro intrinseco e quindi della curva H/V che ne deriva
 - Calcolo delle curve H/V in componente N-S - E-O - verticale
- ◆ Stima del valore medio dei rapporti spettrali per ciascuna sottofinestra e definizione deviazione standard.
- ◆ Identificazione curve H/V dei picchi statisticamente più significativi e stima indice di affidabilità da opportuni test statistici che permettono di definire l'affidabilità della curva H/V ed identificare il picco più significativo su criteri quantitativi.
- ◆ Se l'acquisizione viene eseguita in diverse condizioni d'acquisizione: es. esecuzione in diverse ore del giorno, diverso processing dei dati, diverse condizioni atmosferiche ecc., i risultati della curva H/V devono risultare paragonabili.

Il risultato dell'elaborazione è il grafico del "Rapporto spettrale orizzontale su verticale" che mette in evidenza (se presenti) picchi di amplificazione del segnale (rapporto $H/V \gg 1$) dovuti alla presenza nel sottosuolo di contrasti di impedenza sismica fra gli strati che possono quindi innescare amplificazione del segnale sismico.

Il valore finale del rilievo HVSR, è espresso dal grafico H/V - frequenza, ed è indicato da una linea rossa che rappresenta la media RMS delle componenti orizzontali rispetto alle verticali, mentre l'intervallo di confidenza (95%) relativo all'ampiezza H/V è dato dalle linee nere sottili.

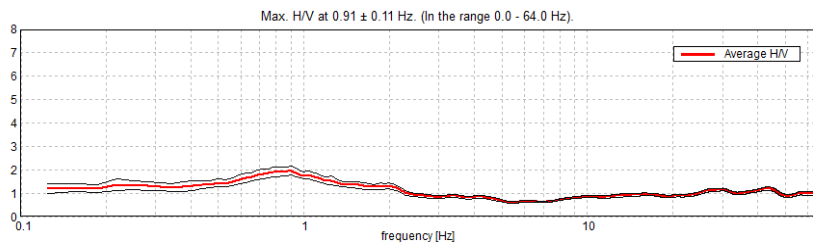
A seguire la scheda della registrazione al suolo eseguito in corrispondenza circa del centro dell'area in analisi (vedi Fig. 5):

PUA, NIZZOLI FOSDONDO

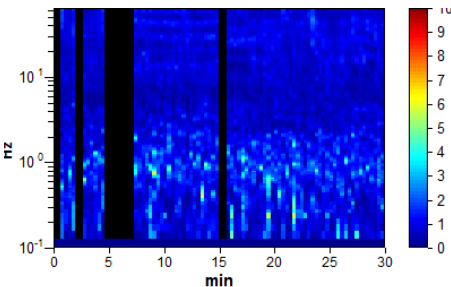
Strumento: TRZ-0099/01-10
 Formato dati: 16 byte
 Fondo scala [mV]: 51
 Inizio registrazione: 06/08/20 15:23:36 Fine registrazione: 06/08/20 15:53:36
 Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN
 Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h30'00". Analizzato 84% tracciato (selezione manuale)
 Freq. campionamento: 128 Hz
 Lunghezza finestre: 20 s
 Tipo di lisciamento: Triangular window
 Lisciamento: 10%

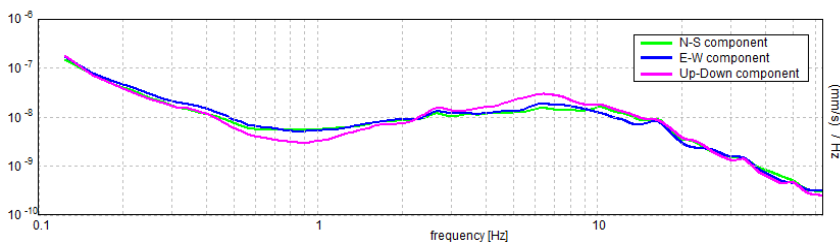
RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



SERIE TEMPORALE H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Picco H/V a 0.91 ± 0.11 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

Definiscono se la registrazione è stata condotta per un tempo sufficientemente lungo rispetto alla frequenza del picco. In genere tutti i 3 criteri devono risultare soddisfatti.

$f_0 > 10 / L_w$	$0.91 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$1377.5 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5$ Hz $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5$ Hz	Superato 0 volte su 44	OK	

Criteria for a clear H/V peak

Devono stabilire se il picco è significativo dal punto statistico; è consigliato che ne siano soddisfatti il più possibile ma non necessariamente lo devono essere tutti.

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	2.344 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$1.96 > 2$		NO
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.11754 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.10652 < 0.13594$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.1961 < 2.0$	OK	
L_w n_w $n_c = L_w n_w f_0$ f f_0 σ_f $\varepsilon(f_0)$ A_0 $A_{H/V}(f)$ f^- f^+ $\sigma_A(f)$ $\sigma_{\log H/V}(f)$ $\theta(f_0)$	window length number of windows used in the analysis number of significant cycles current frequency H/V peak frequency standard deviation of H/V peak frequency threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$ H/V peak amplitude at frequency f_0 H/V curve amplitude at frequency f frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$ frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$ standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$		

Threshold values for θ and $\theta_A(f_0)$					
Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Nel caso in esame si tratta di una registrazione che rientra nei criteri di validazione della tabella SESAME (3 valori su 3 sono soddisfatti), con evidenziato 1 picco a media evidenza, caratteristici quindi di una media impedenza sismica (3 criteri su 6 rientrano nei parametri della tabella SESAME), con max rapporto spettrale H/V (circa 2) rilevato nel punto di esecuzione HVSr:

picco principale del Rilievo HVSr = 0.91 Hz

che costituisce quello di interesse per la definizione del possibile contrasto sismico associabile ad un bedrock sismico, osservabile. Tale valore può verosimilmente corrispondere a profondità $>> 100$ m.

Al fine di valutare eventuale interferenza (doppia risonanza) fra la frequenza del sottosuolo (sopra indicata) e quella

delle strutture da verificare e/o costruire, a titolo indicativo si segnala, che le frequenze dei modi di vibrare delle strutture dipendono grosso modo dalla loro altezza; in linea di massima si può osservare che per edifici standard in c.a. ad un piano, in genere si hanno frequenze inferiori o paragonabili a 10-12 Hz, per edifici più alti e flessibili (es. circa 15 piani) potrebbero essere verosimili frequenze prossime a 1 Hz.

Considerazioni:

- In genere i casi in cui fenomeni di risonanza possono essere esclusi con certezza, è quando la frequenza del 1° modo di vibrazione strutturale è inferiore della frequenza fondamentale del sottosuolo, (oppure nel caso sia superiore dovrà risultare circa >40%)
- Tale considerazione deriva dal fatto che durante il verificarsi di un evento sismico, l'incremento del danneggiamento strutturale, produce sull'edificio un incremento del periodo quindi la frequenza strutturale tendenzialmente subiscono un decremento proporzionale al danneggiamento.

Metodologia d'indagine MASW

L'indagine sismica di tipo MASW, consente la determinazione diretta della velocità delle onde trasversali (Onde di taglio - onde Sh/Sv) dei terreni del sottosuolo in esame in modo da ottenere una corretta caratterizzazione della categoria sismica del sottosuolo dell'area in oggetto (Vs30).

L'indagine sismica adottata, Masw (in sismica attiva) è stata scelta in funzione delle limitazioni che affliggono in genere misure di onde Sh in metodi a rifrazione tradizionali (ad es. difficoltà di generazione di onde polarizzate Sh o inversioni di velocità identificabili solo e con incertezza e/o valutabili solo mediante onerosi metodi sismici rifrazione in foro: Cross-Hole o Down-Hole).

La tecnica sismica Masw, ampiamente testata (perfezionata già dal 1999), è contemplata fra le indagini per la definizione rigorosa del profilo di Vs per caratterizzazione sismica del sito (NTC-18 e ad es. Lai, Foti e Rota "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione - IUSS Press Eucentre 2009).

Risulta migliore per la caratterizzazione del primo sottosuolo; le tecniche basate su utilizzo di registrazioni di microtremori di origine naturale e/o antropica (tecniche passive), possono caratterizzare infatti il sottosuolo più in profondità, da diverse decine, sino alle volte, anche a centinaia di metri (Lai et alii - IUSS Press Eucentre 2009) ma con minor risoluzione per la zona prossima alla superficie che invece più interessa.

Inoltre, diversi autori (Lachet e Bard 94, Bard 99, De Ferrari et alii - Università studi di Genova 2008), segnalano che sistemi d'acquisizione in sismica passiva sono poco idonei per terreni alluvionali, in quanto l'utilizzo di tecniche passive, è possibile o consigliabile nel caso di:

- intenso "rumore antropico" (che impedisce o maschera l'acquisizione dei dati in sismica attiva)
- discreto contrasto di impedenza sismica (>2,5-3) fra il substrato (sismico) ed il materasso alluvionale sovrastante
- è importante l'interramento del sensore sismico passivo (per migliorare l'accoppiamento sensore-terreno), quindi altri autori (Konno e Ohmachi 98, Bard 99, Bindi et alii 2000, Parolai et alii 2002) consigliano di evitare terreni caratterizzati da: erba, fango, terreno saturo, neve, ghiaccio, materiali incoerenti in superficie (ghiaia, ciottoli, quindi piazzali rilevati ecc.), coperture artificiali con piastrelle, superfici sintetiche, ecc.

Valutando le sopracitate motivazioni per caratterizzare il sottosuolo dal punto di vista del profilo Vs/profondità è stata realizzata una prospezione Masw, (rilevazione onde di Rayleigh) - tecnica in sismica attiva.

Dal punto di vista operativo l'indagine è stata eseguita disponendo lungo una linea 24 ricevitori (geofoni), ad una distanza intergeofonica costante ed energizzando ad una estremità dello stendimento con una mazza su una piastra di alluminio. La distanza tra il punto di energizzazione e il primo geofono è denominata "offset".

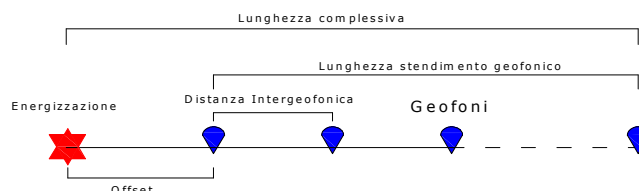


Fig.9 Schema illustrativo prova Masw

La linea Masw eseguita, per le possibilità operative presenti in corrispondenza del sito di intervento, presenta (Compreso il punto di shot) la geometria come sotto indicato:

➤ Numero geofoni	24
➤ Distanza Intergeofonica	2,0 m
➤ Lunghezza stendimento geofonico	46 m
➤ Distanza punto di shot da ultimo geofono "offset"	2 m e 10 m
➤ Lunghezza complessiva (con off-set)	48 e 56 m

Si ricorda che data la necessità di analizzare con elevato dettaglio le basse frequenze (tipicamente anche al di sotto dei 20 Hz), la tecnica di acquisizione per onde di superficie necessita di geofoni (ad asse verticale) con frequenza di taglio non superiore a 4,5 Hz.

Quindi le basi teoriche della tecnica di Acquisizione delle Masw, (analisi ed elaborazione delle onde di superficie di Rayleigh) sono completamente diverse dalle onde P od S degli stendimenti di simica a riflessione o rifrazione.

Perciò nell'acquisizione con tecnica Masw, non è possibile caratterizzare la tecnica con un classico coefficiente geometrico che esprime la profondità di investigazione in funzione della lunghezza della stesa sismica, (come nella riflessione o nella rifrazione), ove infatti le metodiche di interpretazione si basano sui tempi di arrivo ai geofoni delle onde riflesse o rifratte (quindi si misurano dei tempi).

Nella tecnica Masw non si misurano dei tempi, ma viene eseguita una trattazione spettrale dei sismogrammi e mediante trasformata di Fourier si restituisce lo spettro del segnale sismico nel dominio frequenza (f) n° d'onda (k) detto anche dominio f-k.

La lunghezza dello stendimento dipende sia dal numero di ricevitori utilizzabili, sia dallo spazio disponibile.

Normalmente si dispongono i ricevitori ad interasse costante compreso tra 0,5 m e 3,0 m.

Con array (a parità di numero di ricevitori) un interasse di 3,0 m, consente di avere uno stendimento di ricevitori più lungo e quindi una maggiore risoluzione della curva di dispersione lungo la coordinata numero d'onda k; tuttavia si riduce il numero d'onda di Nyquist, oltre cui non si ha certezza sull'affidabilità del segnale misurato.

Viceversa, un interasse piccolo può essere necessario in piccoli spazi e consente un intervallo più ampio di numeri d'onda, ma comporta una minore risoluzione della curva di dispersione lungo i numeri d'onda.

La profondità investigata dalle onde di Rayleigh dipende più propriamente dalla lunghezza d'onda, dalla velocità delle onde di taglio Vs e dalla frequenza. (Stokoe II and Santamarina, 2000).

La relazione quindi che meglio consente di valutare la profondità di investigazione di un'indagine masw, NON è legata alla dimensione (lunghezza) dello stendimento, ma al valore della Vs assegnata ad una determinata profondità z dal piano campagna, calcolata in funzione della lunghezza d'onda, cioè:

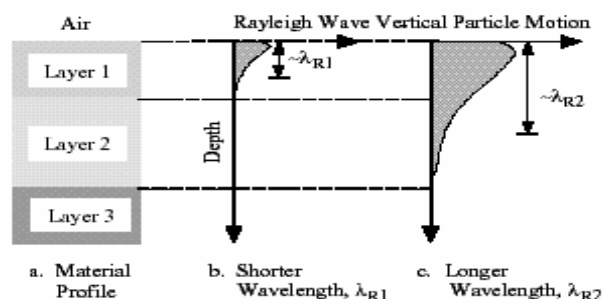
$$Z = \frac{\lambda}{(1,5 / 2,0)}$$

Inoltre, si evidenzia che:

con la tecnica Masw (indagine sismica non invasiva di superficie) si ottiene una modellazione del sottosuolo, basandosi sulla propagazione delle onde di Rayleigh, oggi realizzata mediante approcci multistazioni, che risultano robusti ed efficienti (Foti, 2000; Lai e Wilmski, 2005) rispetto ai primi approcci del metodo, che si basavano essenzialmente su 2 ricevitori (Prova Sasw - Stoke et al., 1994).

Queste prove (masw-sasw) sfruttano la proprietà della dispersione geometrica, che rende la velocità di propagazione delle onde di Rayleigh (VR) dipendente dalla frequenza di eccitazione in mezzi verticalmente eterogenei.

L'onda di Rayleigh, costituisce un particolare tipo d'onda sismica ed è facilmente individuabile in quanto ha una velocità differente dai treni d'onda delle onde P ed S risultando più lenta anche di queste ultime, con una velocità di propagazione $V_R \approx 0,9 \div 0,96 V_s$ (da V. Socco Lab. Geofisica Appl. Dip. Ing. Territorio Politecnico di TORINO)



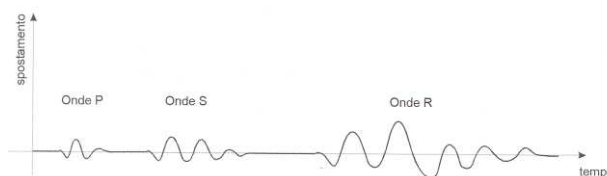
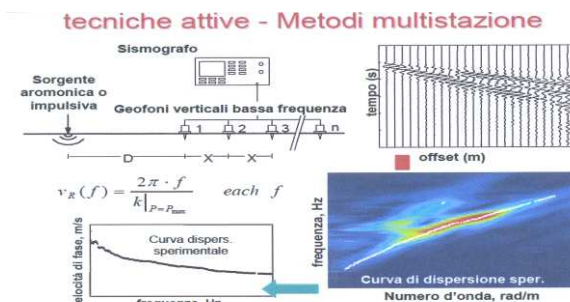


Fig. 10: sismogramma che evidenzia l'arrivo distinto di onde P, S e di Rayleigh (da Crespellani e Facciorusso "Dinamica dei terreni")

L'onda di Rayleigh si trasmette infatti sulla superficie libera di un mezzo isotropo e omogeneo ed è il risultato dell'interferenza e della combinazione d'onde sismiche di pressione (P-waves) e onde di taglio polarizzate verticalmente (Sv-waves).



La prova consiste nel produrre sulla superficie del terreno, in corrispondenza del sito da investigare, una sollecitazione (piccolo sisma) e nel registrare le vibrazioni prodotte sempre in corrispondenza della superficie, a distanze note e prefissate.

Il profilo di Vs viene determinato attraverso la soluzione di un problema matematico di inversione della curva di dispersione (VR in funzione della frequenza).

In un mezzo reale stratificato avviene una dispersione delle onde prodotte; in altre parole, una deformazione del treno d'onda, dovuto alla variazione della velocità di propagazione, con la frequenza, che varia in relazione alle caratteristiche di "rigidezza" di ogni singolo strato.

Nella figura qui sopra esposta (da V. Socco Lab. Geofisica Appl. Dip. Ing Territorio Politecnico di TORINO) è ben riassunto il processo di acquisizione ed il passaggio alla curva di dispersione:

Gli elementi a bassa frequenza penetrano quindi più in profondità, con velocità di fase in genere più alta, rispetto alle componenti ad alta frequenza.

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, visualizzato dai grafici **V(fase)/f(frequenza)**, tramite elaborazioni e programmi dedicati, è poi convertito in profili **Vs / profondità**.

Indagine ad antenna sismica passiva (metodo ESAC) con elaborazione congiunta Masw- Esac

Le vibrazioni ambientali (o rumore sismico ambientale o microtremiti) oltre che per le misure HVSR (sopra descritte) possono essere utilizzate anche per i rilievi con antenna sismica (conosciute come prove ESAC).

I movimenti del terreno che interessano queste tecniche passive, sono caratterizzati da ampiezze dell'ordine di 10⁻⁴ – 10⁻² mm. Queste vibrazioni sono l'effetto di una molteplicità di sorgenti agenti a diverse frequenze: onde marine e perturbazioni atmosferiche, ad esempio, contribuiscono al campo d'onda prevalentemente a frequenze inferiori a 0.5 Hz; vento, traffico veicolare e attività industriali contribuiscono prevalentemente a frequenze superiori a 0.5 Hz.

Se da un lato il carattere stocastico del fenomeno presenta difficoltà di tipo teorico, dall'altro consente, mediante operazioni di tipo statistico, di ridurre la complessità dell'analisi.

Dato che il rumore è caratterizzato da lunghezze d'onda anche molto grandi (decine o centinaia di metri), confrontabili con quelle tipiche dei fenomeni sismici, le tecniche di sismica passiva possono trovare applicazione negli studi della risposta sismica locale, e possono arrivare a determinare profili di velocità delle onde S fino a profondità dell'ordine anche di diverse decine di metri.

La configurazione di tale rilievo è quella definita appunto ad antenna sismica (array), con cui vengono analizzati i rapporti di fase tra i treni d'onda che attraversano un'antenna sismica (array) ovvero una distribuzione di sensori disposti con geometrie variabili sulla superficie del terreno (a L a X a Triangolo, quadrato, cerchio ecc. secondo le possibilità operative).

Tra le configurazioni ad antenna sismica (array), è stata utilizzato il metodo d'indagine Esac (Aki 1959) che si basa sul principio secondo il quale la funzione di correlazione media fra le registrazioni di un rumore isotropo, effettuate su sensori verticali distribuiti in diverse direzioni a parità di distanza r da un sensore centrale, ha una forma nota (funzione di Bessel di ordine 0).

La forma di questa funzione di Bessel ad una data frequenza ed una data distanza r è controllata dal valore della velocità di fase.

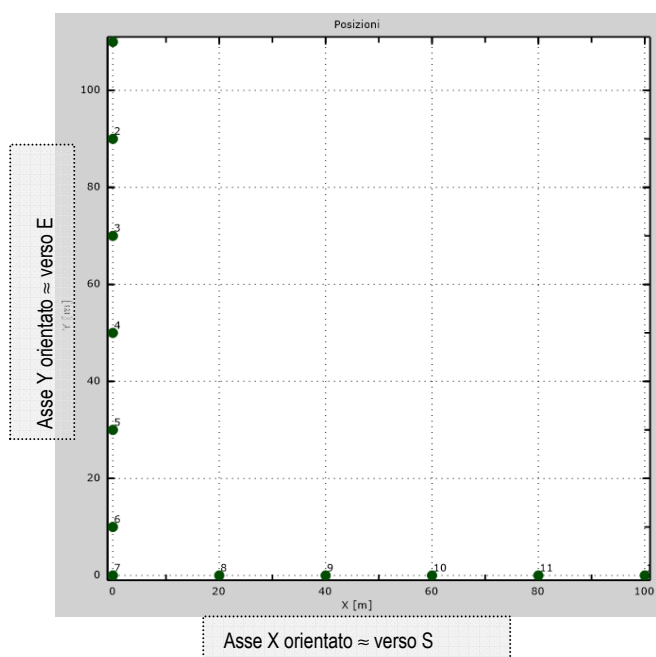
Nella indagine eseguita sono state utilizzate delle configurazioni geometriche 2D e spaziture variabili tra i sensori, inoltre per migliorare la definizione della curva di dispersione, è stata utilizzata la precedente indagine sismica masw eseguita circa parallela all'asse X, per consentire di ottenere dettaglio nei valori di propagazione delle Vs negli strati più prossimi alla superficie.

Il risultato finale del metodo Esac (accoppiato a Masw o eventualmente anche Remi) è una curva di dispersione effettiva più accurata che rappresenta una combinazione delle diverse curve modali “pesate” in base al loro specifico contenuto energetico del sito, il reale vantaggio deriva dalla possibilità, utilizzando più tecniche accoppiate (Masw-Esac) di “prolungare” la curva di dispersione e quindi di ottenere dati sismici significativi ed accurati anche in profondità.

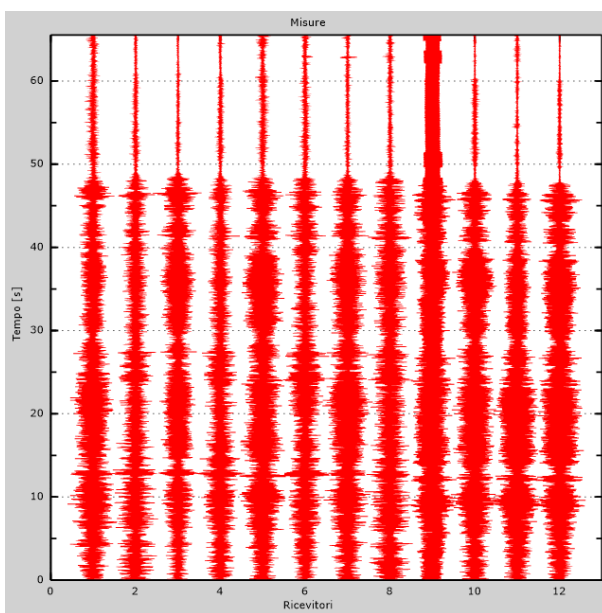
L’elaborazione dei dati accoppiati Masw- Esac è stata effettuata mediante specifico programma (Masw-Esac ver. 4.0.0.2 (c) Vitantonio Roma. All rights reserved).

Poiché per la realizzazione di un array ad antenna sismica sono in genere necessari spazi maggiori che per le classiche indagini Masw e/o Remi, in corrispondenza della zona in esame, si è quindi proceduto all’esecuzione della indagine Esac-Masw posizionata come indicato in Fig. 5, cioè circa in corrispondenza del centro del lotto-edificio in progetto, ove fosse consentito la corretta esecuzione ed acquisizione dei dati sismici necessari. I singoli dati sismici di acquisizione sono come sotto evidenziato.

Schema X-Y esecuzione array Esac



Tracce sperimentali



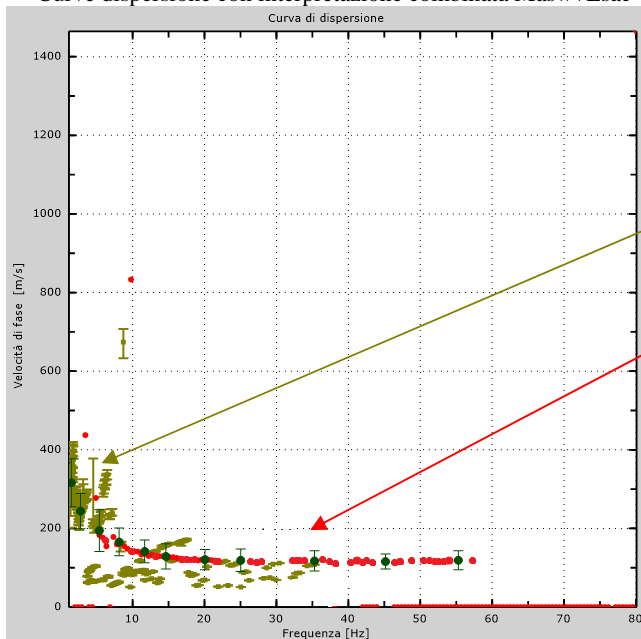
Dati sperimentali indagine Masw:

Numero di ricevitori	24
Distanza tra i sensori:	2.0m
Numero di campioni temporali	1001
Passo temporale di acquisizione	2ms
Numero di ricevitori usati per l’analisi	24
L’intervallo considerato per l’analisi comincia a	0ms
L’intervallo considerato per l’analisi termina a	2000ms

Dati sperimentali indagine ESAC:

Numero di ricevitori	12
Numero di campioni temporali	32768
Passo temporale di acquisizione	2ms
L’intervallo considerato per l’analisi comincia a	0ms
L’intervallo considerato per l’analisi termina a	65534ms
Durata finestra	10s
Sovrapposizione.....	0s
Lisciamento	0.1
Soglia pulitura	0sqm
Numero di iterazioni.....	2

Curve dispersione con interpretazione combinata Masw+Esac

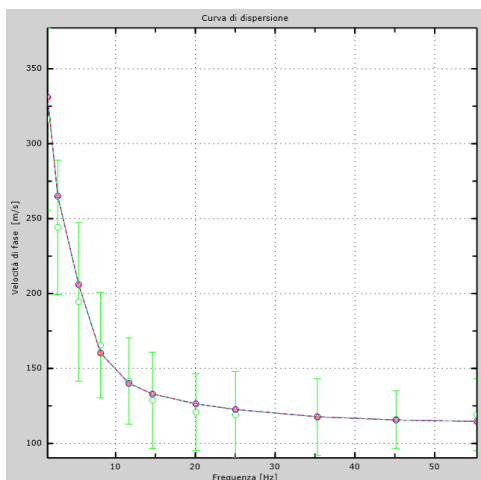
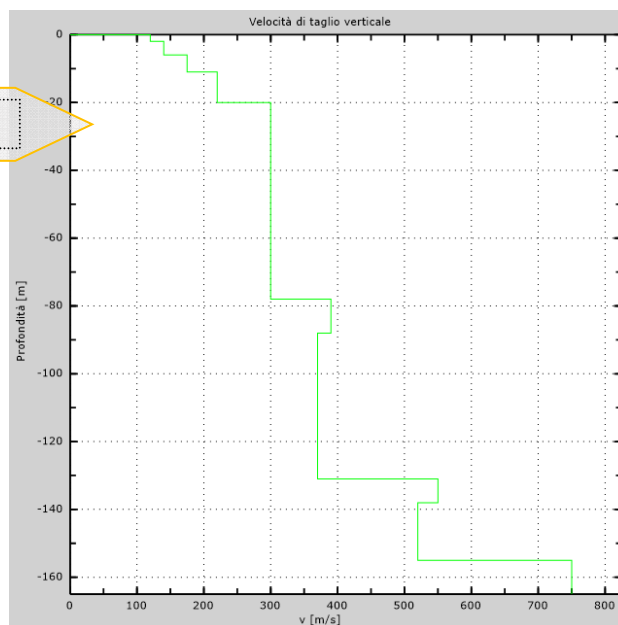


Profilo sismico del sito elaborazione combinata Masw-Esac

Numero di strati 10
 Spaziatura ricevitori 2.0 m (Masw)
 10/20 m (Esac)
 Numero ricevitori 24 (Masw)
 12 (Esac)
 Numero modi 1

Strato n.	Prof. base strato m	Vs m/sec
1	2	120
2	6	140
3	11	175
4	20	220
5	78	300
	88	390
7	131	370
8	138	550
9	155	520
10	>155	750

$V_{s30} \text{ Mw-ESAC} = 202 \text{ m/s (0-30 m)}$



Velocità numeriche: punti sperimentali (verdi), modi di Rayleigh (ciano), curva apparente (blu) e curva numerica (rosso) sovrapposte (ottimo fitting)

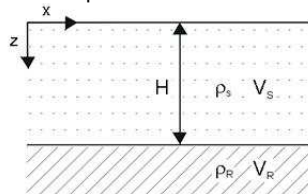
L'indagine congiunta Masw Esac ha inoltre consentito quindi di valutare la profondità, cui con buona probabilità sono presenti, strati del sottosuolo attribuibili ad un bed rock sismico ($V_s \geq 750/800 \text{ m/s}$), che è quindi possibile ipotizzarlo a profondità di $\approx 155/160 \text{ m}$.

Analisi monodimensionale di Risposta Sismica Locale (RSL)

Eseguire un'analisi per definire l'azione sismica, mediante analisi di risposta sismica locale, in campo monodimensionale, significa definire la Funzione di trasferimento rappresentativa della situazione geologico/strutturale al di sotto del sito in esame, dedotta da una campagna di esplorazione sismica del sottosuolo eseguita ad hoc per gli scopi dell'analisi.

La forma della funzione Trasferimento, quindi è funzione delle modalità di trasmissione delle onde all'interno dello strato superficiale (o degli strati che ricoprono il bedrock) ed in particolare alle interferenze che si generano fra queste onde.

La situazione sismo stratigrafica più semplice può essere quella sotto indicata:



Se il contrasto di impedenza tra i due sismo-strati è sufficientemente alto e se il livello di base ($\rho_R - V_R$) è considerabile un basamento rigido, l'onda sismica emergente dal basso rimarrà intrappolata nel livello superficiale di copertura e le onde sismiche intrappolate tendono ad interferire fra loro.

Se l'interferenza che si genera è positiva, si verifica amplificazione delle onde sismiche.

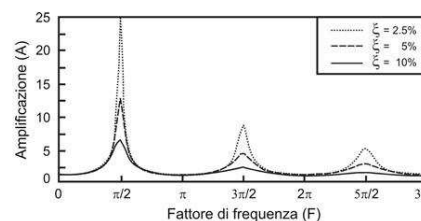
La funzione di amplificazione relativa in genere è periodica ed assume valori maggiori o uguali all'unità. Essa diviene infinita per determinate frequenze, definite di risonanza del terreno.

Queste frequenze (v) dipenderanno dallo spessore dello strato e dalla velocità delle onde al suo interno, secondo la relazione:

$$v = (2n-1) \frac{V_s}{4H}$$

Se il substrato di riferimento non è considerato rigido (cioè $V_s \approx < 750-800$ m/s) ma deformabile, l'intrappolamento non sarà totale e si verifica quindi la diminuzione del grado di amplificazione, in relazione al rapporto di impedenza tra substrato e copertura superficiale. Analogamente al caso del substrato rigido, sono sempre V_s e spessori a definire le frequenze caratteristiche dell'amplificazione.

Qualora il comportamento del terreno non sia elastico ma visco-elastico (come in gran parte dei casi reali e come d'altronde ipotizzato nella gran parte dei programmi di RSL monodimensionale), il livello di amplificazione sarà decrescente all'aumentare della frequenza, come indicato in figura:



Le caratteristiche anelastiche dei terreni vengono considerate nei codici di calcolo di RSL (Risposta Sismica Locale), mediante l'inserimento di curve dinamiche, relativamente a variazione del modulo di taglio (G/G_0) e del rapporto di smorzamento (D) in funzione della deformazione a taglio sismica crescente.

Tali curve sono ricavabili mediante esecuzione di speciali analisi geotecniche di laboratorio in ambito dinamico (prove triassiali dinamiche colonna risonante ecc.)

oppure qualora tali dati non disponibili, desumibili da banche dati nazionali ed estere come nella maggior parte dei casi.

In conclusione, le analisi di RSL richiedono l'applicazione-adozione di:

- 1) un modello geometrico: profilo geologico, tenendo conto di eterogeneità della stratificazione (livelli distinguibili secondo le proprietà fisico-meccaniche), morfologia superficiale (effetto topografico) e/o sepolta (andamento-profondità del substrato rigido);
- 2) un modello meccanico: comportamento dei terreni di copertura, ottenuto mediante apposite indagini od applicazione (da banche dati) di densità, parametri di deformabilità (G/G_0 e D);
- 3) un modello numerico: per simulare la risposta del sottosuolo al terremoto di riferimento applicato al bedrock e di restituirne la risposta in superficie in termini di accelerogrammi e spettri di risposta.

Il codice di calcolo adottato (Shake*/Shake91**), agisce secondo un approccio semplificato di tipo visco elastico-lineare equivalente. Il modello consiste di N strati piani e paralleli, di estensione orizzontale presupposta infinita, su un semispazio rigido o semirigido (bedrock).

*SHAKE: "A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites" Report n. EERC 72-12 Dicembre 1972 (B. Schnabel – J. Lysmer – H. Bolton Seed Berkeley California)

**SHAKE91: "A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soils deposits" 1992 (J. Idriss e J. I. Sun Davis California)

Ogni strato, considerato omogeneo ed isotropo, è caratterizzato dallo spessore h , dalla densità ρ , dal modulo di taglio G e dal fattore di smorzamento D .

L'approccio sopra descritto è ottimizzato per un modello a strati orizzontali paralleli ed infinitamente estesi, rispetto alla struttura in esame, come è possibile ed ipotizzabile per il sito in oggetto.

Definizione input sismico

Il primo step iniziale per la definizione dell'input sismico:

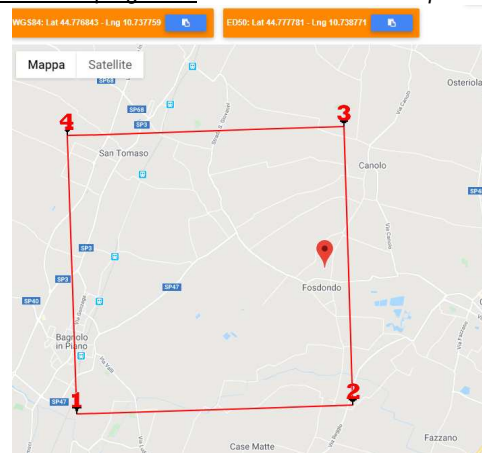
- definizione di 7 accelerogrammi naturali richiesti (Circ. NTC18 del 21/1/19 art. C.7.11.3.1.2.2.
- opportunamente scalati al valore di a_g del sito
- deconvoluti (cioè riportati in profondità al tetto del substrato, poiché di norma la loro registrazione avviene in stazioni poste in superficie).

Quindi indispensabile in partenza è il valore dell'accelerazione di base del sito di progetto (a_g), valore al quale bisognerà scalare i 7 accelerogrammi, utilizzati per l'input sismico.

Per la definizione di tale parametro sono necessarie alcune informazioni relative al progetto ed alla sua localizzazione spaziale:

1. Coordinate del sito;
2. Vita di riferimento V_R come moltiplicazione della Vita nominale (V_N) e del Coefficiente d'uso (C_u) derivanti dalla scelta progettuale e tipologia di edificio in esame;
3. Stato limite o stati limite del progetto, ad esempio Stato Limite di salvaguardia della Vita (di seguito **SLV**) e/o Stato Limite di Danno (di seguito **SLD**), a cui corrispondono differenti a_g in funzione dei differenti periodi di ritorno T_R .

Tali dati sono noti, utilizzando le coordinate del sito (dedotte da mappe Google) e successivamente la definizione di V_R e V_N nonché C_u , è stata effettuata considerando le strutture edificabili come indicato-comunicato dal progettista "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti," quindi **Classe d'Uso II** (cfr. NTC 18 art. 2.4.2).



In seguito, sono riassunti i dati utilizzati:

Stima dell'accelerazione di base (a_g)

Dati del sito (WGS84):

Latitudine: 44.776843 Longitudine: 10.737759

Dati del sito (ED50):

Latitudine: 44.777781 Longitudine: 10.738771

Dati sulla costruzione

Classe d'uso: II

Vita Nominale: =50 anni

Coefficiente d'uso: $C_u = 1.0$

Vita di riferimento: =50 anni

Probabilità di superamento nella vita di riferimento: 0.100000 (SLV) Periodo di ritorno: 475 (anni)

Noti questi valori ed utilizzando il foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 rilasciato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per la stima dell'azione sismica di progetto:

Valori finali calcolati per SLV e Classe d'uso:

IV (come da prog. Spettri-NTC ver.1.0.3 da sito

csplp.it "Consiglio Superiore lavori Pubblici - area Azioni sismiche spettri di risposta"):

Probabilità di superamento: 10 %

Elaborazione con foglio calcolo Spettri-NTC ver. 1.03 PER ipotesi stato limite SLV ed SLD

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.043	2.516	0.248
SLD	50	0.054	2.505	0.264
SLV	475	0.150	2.513	0.276
SLC	975	0.201	2.511	0.278

Dati disaggregazione

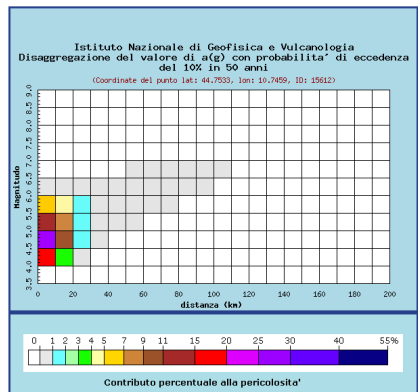
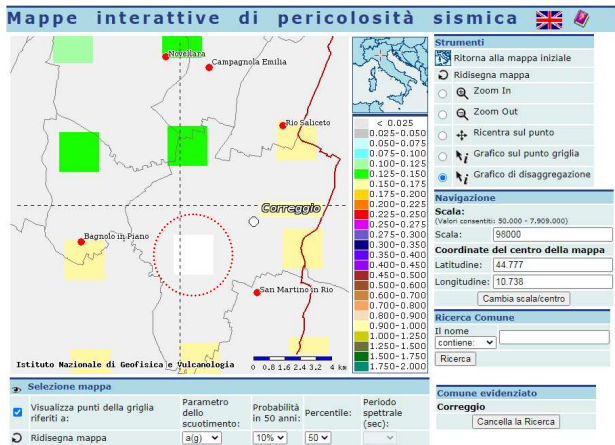
I dati disaggregazione del sito in esame, come desumibili da sito "Istituto di Geofisica e Vulcanologia di Milano" dedicata ai dati di pericolosità sismica nazionale (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

Pertanto, verificato il periodo di ritorno relativo alla scelta progettuale adottata (per il sito in esame considerando una classe d'uso II e per stato limite assunto SLV tempo ritorno di 475 anni), si ricerca nel sito citato il valore di PVR (VR fissata a 50 anni) che corrisponde al valore di T_R (periodo di ritorno) che è stato ottenuto dall'approccio progettuale ipotizzato e scelto dal progettista strutturale.

Qualora con il tempo di ritorno ottenuto non si trovasse corrispondenze con gli intervalli proposti da "Mappa Naz. di pericolosità Sismica", si può procedere optando per una probabilità di superamento del 5% in 50 anni (quindi inferiore al 10% standard e più

cautelativa), corrispondente quindi ad un periodo di ritorno maggiore e quindi a favore di sicurezza rispetto al periodo di ritorno delle ipotesi progettuali SLV (475 anni), analogamente si procede per lo stato SLD.

Ricerca per SLV



Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 44.7533, lon: 10.7459, ID: 15612)									
	Magnitudo									
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	16.300	28.300	14.600	6.400	0.689	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	3.940	10.000	8.190	4.870	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.129	1.160	1.930	1.630	0.165	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.027	0.358	0.526	0.057	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.026	0.155	0.022	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.027	0.020	0.004	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.030	0.011	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.007	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.003	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Valori medi										
Magnitudo	Distanza	Epsilon								
4.940	9.050	0.691								

Coordinate sito (WGS84):
44.776843 10.737759

Vita nominale Vn= 50

Coeff Uso = 1.0

Stato limite riferimento SLV

Acc. orizz. max al sito ag=0.15 (SLV da Spettri-NTC ver. 1.03)

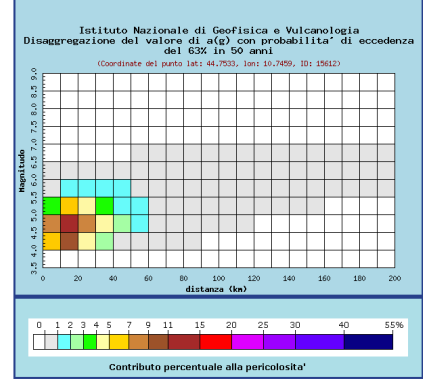
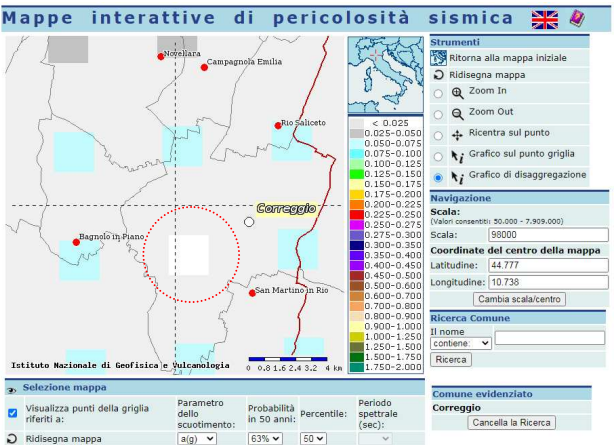
Disaggregazione (SLV): Magnitudo compresa fra 4/6.0 M
Distanza R compresa fra 0-20/30 km

Stato limite riferimento SLD

Acc. orizz. max al sito ag=0.054 (SLD da Spettri-NTC ver. 1.03)

Disaggregazione (SLD): Magnitudo compresa fra 4/5.5 M
Distanza R compresa fra 0-40/50 km

Ricerca per SLD



Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilità di eccedenza del 63% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 44.7533, lon: 10.7459, ID: 15612)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	6.890	8.830	3.030	0.973	0.088	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	9.300	14.000	5.770	1.910	0.122	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	4.730	8.660	4.650	1.810	0.098	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	2.100	4.580	3.070	1.400	0.070	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.929	2.420	1.970	1.030	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.349	1.230	1.270	0.808	0.137	0.015	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.098	0.658	0.941	0.788	0.361	0.051	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.017	0.297	0.653	0.661	0.391	0.060	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.107	0.382	0.450	0.291	0.047	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.032	0.181	0.223	0.125	0.020	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.007	0.095	0.136	0.074	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.046	0.088	0.052	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.018	0.052	0.034	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.004	0.026	0.019	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.002	0.022	0.026	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.029	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.027	0.005	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.022	0.004	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.015	0.003	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.011	0.003	0.000	0.000	0.000
Valori medi											
Magnitudo	Distanza		Epsilon								
4.890	25.700		0.402								

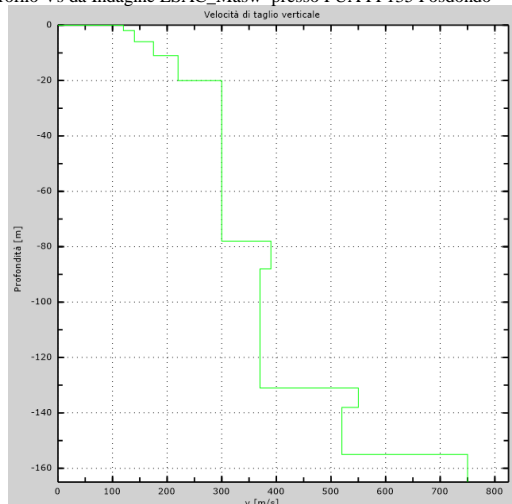
A questo punto si procede con la estrazione degli accelerogrammi naturali di input (software Rexel 3.5β sviluppato da ReLuis NA - Iervolino, Galasso, Cosenza 2009 –Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339-362), utilizzando anche la recente banca dati Simbad (Smerzini e Paolucci, 2011) qualora risultino compatibili, unitamente a European Strong-Motion Database e Italian Accelerometric Archive.

Per il caso in esame si è quindi supposto:

- cat. topografica T1 (topografia pianeggiante cioè inclinazione <15% per analisi 1D).
- componenti orizzontali del sisma (come previsto x analisi 1D)

ipotesi di bedrock con valori $V_s \geq 750/800$ m/s quindi 'Site Class EC8' = A come da indagine **ESAC** appositamente eseguita nel sito in analisi e dalla simulazione esposta nel grafico sotto esposto mediante analisi della curva Vs-Masw/Esac, si ottengono Vs assimilabili ad un possibile bed rock sismico ($V_s \geq 750-800$ m/s) a profondità circa >155 m (vedi anche Tab. 1):

Profilo Vs da Indagine ESAC_Masw presso PUA PP135 Fosdondo



Profilo Vs da Indagine ESAC_masw eseguita presso Fosdondo PUA PP135

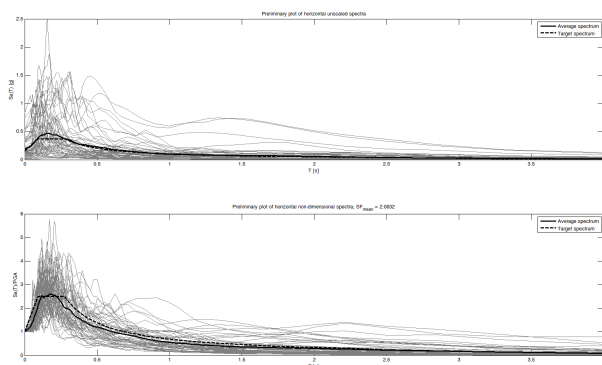
schematizzazione modello geofisico Tab. 1

strato sismico n°	Profondità (m) da a		Velocità 'media' onda taglio dello strato Vs m/sec
1	0	2	120
2	2	6	140
3	6	11	175
4	11	20	220
5	20	78	300
6	78	88	390
7	88	131	370
8	131	138	550
9	138	155	520
10	>155		750/(800)

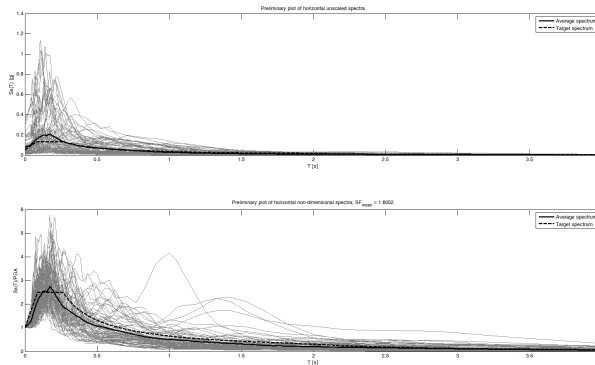
Dati da Indagine sismica combinata
Esac-Masw.

Si sono poi utilizzate le coppie M ed R a periodo 0 (SaT=0 sec) derivanti dalla precedente analisi di disaggregazione e per ottenere gli input sismici la cui media sia aderente allo spettro target, come da ipotesi di RSL prese in considerazione, per lo stato SLV è stato imposto la ricerca di sismogrammi fra M=5.5-6.5 e con raggio di 20 Km, e per lo SLD M=5.3-5.7 con raggio di 30 Km, al fine di rimanere quanto più possibile attinenti alle ipotesi, dell'analisi di disaggregazione sopra esposta, ottenendo i seguenti plot

SLV



SLD

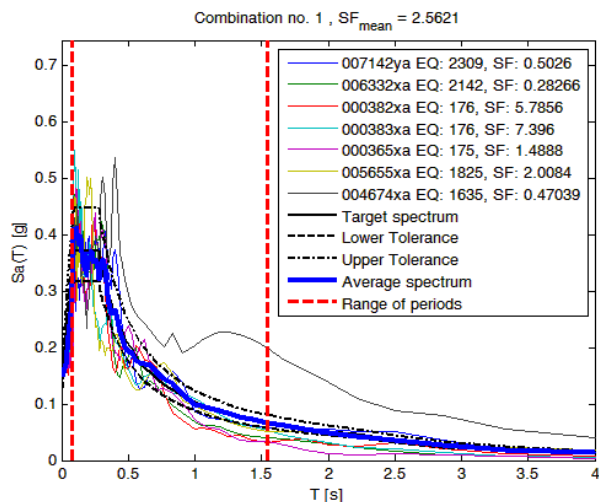


Plot preliminare degli eventi estratti da Database E.S.M. e Site Class: Same as target spectrum

La restituzione dei grafici sopra e sotto esposti deriva, da analisi critica delle varie combinazioni possibili che il programma (REXEL ver. 3.5) restituisce, ed in particolare la **combinazione n. 1 per lo SLV** e la **combinazione 31 per lo SLD**, che sono quelle caratterizzate da minor scarto sia medio, sia considerando i singoli accelerogrammi, rispetto allo spettro di riferimento.

Per Stato Limite SLV

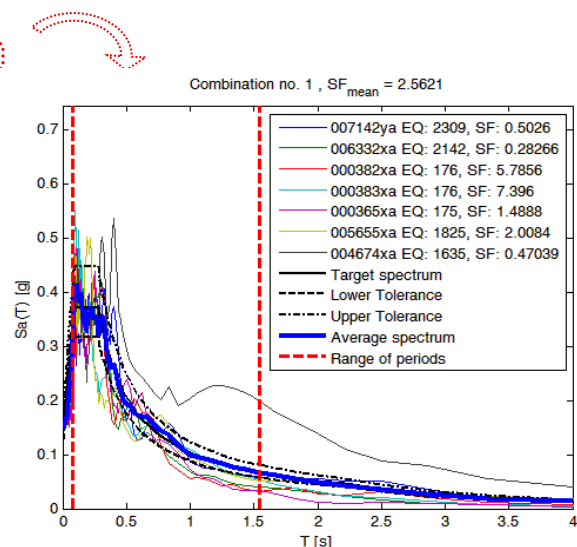
ncomb	Recdev_med	Recdev_1	Recdev_2	Recdev_3	Recdev_4	Recdev_5	Recdev_6	Recdev_7	PGA Input [m]: Lower Limit [%]: 15 Upper Limit [%]: 20 Tolerance [%]: 0
1	0.063	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.236	0.595	
2	0.088	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.257	0.552	
3	0.069	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.266	0.595	
4	0.060	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.269	0.595	
5	0.068	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.274	0.595	
6	0.070	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.282	0.552	
7	0.062	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.282	0.595	
8	0.081	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.306	0.595	
9	0.069	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.311	0.552	
10	0.056	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.311	0.595	
11	0.083	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.317	0.552	
12	0.072	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.317	0.595	
13	0.059	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.321	0.595	
14	0.087	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.325	0.595	
15	0.093	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.370	0.552	
16	0.088	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.370	0.595	
17	0.063	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.373	0.595	
18	0.081	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.434	0.595	
19	0.085	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.447	0.595	
20	0.067	0.164	0.189	0.224	0.226	0.230	0.466	0.595	
21	0.063	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.257	0.595	
22	0.068	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.262	0.552	
23	0.062	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.266	0.595	
24	0.056	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.269	0.595	
25	0.061	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.274	0.552	
26	0.062	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.274	0.595	
27	0.083	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.274	0.679	
28	0.054	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.280	0.552	
29	0.051	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.280	0.595	
30	0.074	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.306	0.552	
31	0.075	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.306	0.595	
32	0.057	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.310	0.552	
33	0.065	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.311	0.508	
34	0.050	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.311	0.595	
35	0.068	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.321	0.552	
36	0.059	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.321	0.595	
37	0.078	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.321	0.679	
38	0.063	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.325	0.552	
39	0.049	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.325	0.595	
40	0.062	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.327	0.552	
41	0.052	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.327	0.595	
42	0.061	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.334	0.595	
43	0.068	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.350	0.370	
44	0.079	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.351	0.552	
45	0.081	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.366	0.563	
46	0.075	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.373	0.552	
47	0.070	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.373	0.552	
48	0.044	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.383	0.595	
49	0.056	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.405	0.595	
50	0.070	0.164	0.189	0.224	0.226	0.236	0.418	0.552	
-1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	



Per Stato Limite SLD

ncomb	Recdev_med	Recdev_1	Recdev_2	Recdev_3	Recdev_4	Recdev_5	Recdev_6	Recdev_7	PGA Input [m]: Lower Limit [%]: 15 Upper Limit [%]: 20 Tolerance [%]: 0
1	0.060	0.198	0.204	0.216	0.230	0.232	0.242	0.475	
2	0.062	0.198	0.204	0.216	0.230	0.232	0.296	0.488	
3	0.066	0.198	0.204	0.216	0.230	0.232	0.318	0.488	
4	0.068	0.198	0.204	0.216	0.230	0.232	0.373	0.475	
5	0.064	0.198	0.204	0.216	0.230	0.232	0.373	0.493	
6	0.070	0.198	0.204	0.216	0.230	0.232	0.388	0.488	
7	0.062	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.242	0.475	
8	0.077	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.258	0.388	
9	0.080	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.258	0.704	
10	0.076	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.275	0.704	
11	0.078	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.280	0.704	
12	0.077	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.288	0.704	
13	0.057	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.296	0.475	
14	0.053	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.296	0.488	
15	0.079	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.303	0.475	
16	0.085	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.312	0.704	
17	0.085	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.316	0.704	
18	0.060	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.318	0.475	
19	0.057	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.318	0.488	
20	0.074	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.373	0.378	
21	0.070	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.373	0.386	
22	0.064	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.373	0.398	
23	0.059	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.373	0.475	
24	0.060	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.373	0.488	
25	0.079	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.373	0.568	
26	0.080	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.373	0.704	
27	0.075	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.374	0.704	
28	0.066	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.388	0.398	
29	0.064	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.388	0.475	

30	0.062	0.198	0.204	0.216	0.230	0.239	0.388	0.488
31	0.057	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.253	0.475
32	0.062	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.258	0.475
33	0.073	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.275	0.303
34	0.066	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.275	0.475
35	0.053	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.278	0.475
36	0.073	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.280	0.388
37	0.057	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.280	0.475
38	0.054	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.296	0.475
39	0.051	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.296	0.488
40	0.067	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.299	0.475
41	0.063	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.303	0.398
42	0.060	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.303	0.475
43	0.056	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.303	0.488
44	0.072	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.303	0.568
45	0.068	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.316	0.475
46	0.053	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.318	0.475
47	0.070	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.320	0.475
48	0.074	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.324	0.398
49	0.077	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.324	0.568
50	0.067	0.198	0.204	0.216	0.230	0.242	0.327	0.475
-1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Per la successiva elaborazione dei dati (con programma specifico: RSLIII 1D-rel 2020) per l'elaborazione della Risposta Sismica Locale (RSL), si sono inoltre utilizzate soprattutto le informazioni derivanti dalla indagine sismica Esac-Masw, confrontando i dati con quelli delle stratigrafie dei pozzi profondi estratti dalla banca dati Regionale online.

Da quanto sopra, la prof del bed-rock sismico (cioè strati con $V_s \geq 750/800$ m/s), è con tutta probabilità considerabile, per la zona in analisi, a profondità $\geq -150/-160$ m.

Analisi numerica (prog. RSLIII 1D - codice Shake/Shake 91)

A questo punto sono noti i dati per operare la conversione e normalizzazione degli input sismici ed impostare la risposta sismica locale (RSL), mediante software basato su approccio lineare equivalente (prog. RSLIII [1D] - rel.'21), che basa la elaborazione sul codice Shake lineare equivalente, in situazioni di strati infinitamente estesi (modello 1D) operando sugli accelerogrammi estratti (secondo le metodiche sopra indicate) solo le conversioni indispensabili per l'utilizzo ottimale col programma di RSL utilizzato.

In particolare, i dati accelerometrici sono stati normalizzati alla a_g (di progetto) per la zona studiata e convertendo l'accelerazione da m/s^2 a g per agevolare la procedura di scalatura dell' a_g , in modo da non dover imporre al programma un fattore di conversione da m/s^2 ad accelerazione di gravità (g).

Per proseguire con l'elaborazione è inoltre indispensabile stabilire una sismo stratigrafia di input, che tenga conto delle caratteristiche del volume di terreno che potrebbe innescare probabile amplificazione del segnale.

Sempre nell'ipotesi di analisi 1D, la stratificazione è considerata come ipotesi di progetto, piano parallela e propagazione del sisma verticale. Inoltre poiché non sono note le profondità di posa delle strutture in progetto il calcolo di RSL è stato quindi impostato in superficie al piano di campagna, ed utilizzando quindi i seguenti parametri:

n° Sismo strato da pc	Prof. base sismo strato (m) da pc	Spessore sismo strato (m)	V_s (m/s)	peso volume (KN/mc)	Natura prevalente presumibile del terreno
1	2	2	120	17.5	Terreno naturale argilloso
2	6	4	140	18	Alternanze di livelli argilloso limosi e limi torbosi
3	11	5	175	18	Alternanze di Argille limoso e sabbiose
4	20	9	220	19	Orizzonte essenzialmente argilloso con lenti Limo-sabbiose e sabbiose
5	78	58	300	19	Orizzonte coesivo essenzialmente Argille
6	88	10	390	19.5	Strato di Sabbia media e medio fine
7	131	43	370	20	Bancata coesiva Argillosa
8	138	7	550	20	Livello di sabbia media
9	155	17	520	21	Orizzonte di Argilla consistente
10	>155	∞	750	21.5	Prob. Sub-strato costituito da livelli di sabbie e/o sabbie parzialmente cementate (tetto gruppo acquifero B del Pleistocene medio?)

Lo schema sopra ipotizzato, in particolare le attribuzioni litologiche, sono state dedotte-ricavate, per i primi 20 m, dalle indagini geognostiche dirette eseguite e per quelli più profondi da dati di perforazioni per pozzi desunte dalla banca dati Regione Emilia-Romagna e sezioni stratigrafiche RER e pubblicazione Acque Sotterranee in relazione alle stratigrafie profonde.

Da tale sismo stratigrafia di input si ravvisa la presenza di un possibile substrato sismico, caratterizzato da $V_s \geq 750/800$ m/s a profondità di circa -155 m da pc, che quindi è stato imposto come luogo di generazione degli input sismici (si ricorda che in analisi 1D per bed-rock a profondità >100 m, in zone di piana alluvionale, paiono prevalere, fenomeni dissipativi rispetto ad amplificazione – D'Intinosante 2012).

Per l'elaborazione con RSLIII, sono state assegnate ad ogni litologia curve dinamiche (da banca dati per analisi sismiche di Piano

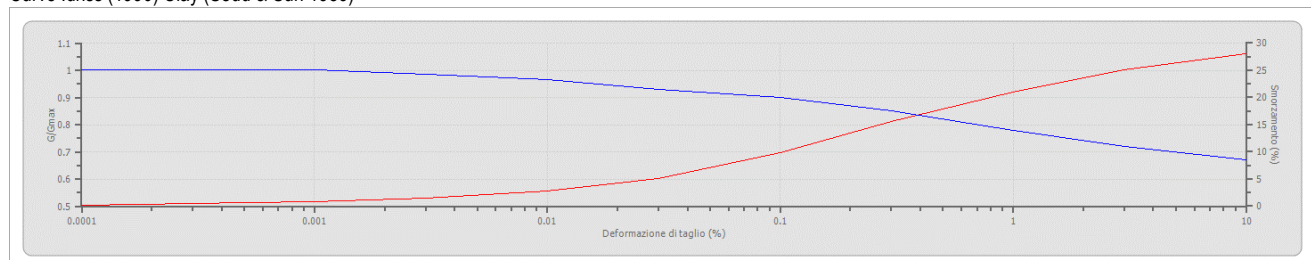
Governo del Territorio-Regione Lombardia DGR7374/08), mentre per gli strati più profondi (>100 m) poiché non sono note curve (G/Gmax e D%), realmente calcolate in laboratorio, sono stati utilizzate le indicazioni di bibliografia da diversi autori (Idriss – EPRI) e la relativa assegnazione è esposta in tabella:

Sismo strato da pc	Shear-modulus reduction & Damping model
1	Curve Argilla limosa DGR7374/08
2	Curva Limi argillosi DGR7374/08
3	Curve Limi sabbiosi DGR7374/08
4	Curva Argilla limosa DGR7374/08
5	Curva Argilla limosa DGR7374/08
6	Curve Idriss (1990) Sand (Sedd & Idriss 1970)
7	Curve Idriss (1990) Clay (Sedd & Sun 1989)
8	Curve EPRI sand (1993) 76.50-152.4 m
9	Curve Idriss (1990) Clay (Sedd & Sun 1989)
10	Bedrock presunto (Vs≥750/800 m/s) (smorzamento critico iniziale considerato =1%)

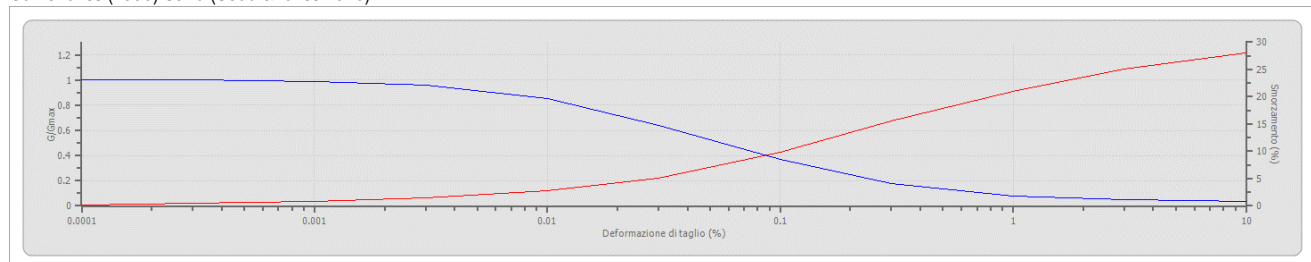
In seguito, sono mostrate le schede del rapporto G/Gmax e relativo Damping, delle rispettive curve indicate in tabella ed utilizzati nell'elaborazione con prog 'RSLIII 10' a seconda delle litologie assunte per ogni strato:

Limi argillosi			Limi sabbiosi			Ghiaie			Sabbie			Argilla limosa		
γ [%]	(G/Go)	D [%]	(G/Go)	D [%]	γ [%]	(G/Go)	D [%]	γ [%]	(G/Go)	D [%]	γ [%]	(G/Go)	D [%]	
	1.0000	1.6655	1.0000	1.9826		1.0000	0.9488		1.0000	0.7000	0.0008	1.000	2.891.	
0.0001	0.9974	1.6775	0.9992	1.9870	0.0001	0.9960	0.9488	0.0001	1.0000	0.7000	0.0001	0.9992	2.8959	
0.0002	0.9956	1.6859	0.9985	1.9903	0.0010	0.9624	1.4981	0.0002	0.9940	0.9000	0.0002	0.9986	2.8994	
0.0003	0.9925	1.7004	0.9974	1.9962	0.0100	0.7540	3.8938	0.0005	0.9660	1.7000	0.0003	0.9976	2.9053	
0.0005	0.9872	1.7252	0.9953	2.0067	0.1000	0.3311	10.7935	0.0010	0.9260	2.7000	0.0005	0.9959	2.9154	
0.0008	0.9783	1.7678	0.9918	2.0253	1.0000	0.0476	17.0087	0.0020	0.8720	4.2000	0.0008	0.9931	2.9326	
0.0014	0.9636	1.8414	0.9856	2.0583				0.0050	0.7560	7.2000	0.0014	0.9883	2.962	
0.0024	0.9392	1.9690	0.9747	2.1171				0.0100	0.6310	9.8000	0.0024	0.9802	3.012	
0.0041	0.9003	2.1917	0.9560	2.2220				0.0200	0.5000	12.7000	0.0041	0.9667	3.0975	
0.0070	0.8407	2.5831	0.9246	2.4103				0.0500	0.3330	17.3000	0.007	0.9445	3.2433	
0.0119	0.7551	3.2705	0.8739	2.7498				0.1000	0.2240	20.7000	0.0119	0.9089	3.4917	
0.0202	0.6431	4.4540	0.7964	3.3617				0.2000	0.1480	23.5000	0.0202	0.854	3.9125	
0.0343	0.5129	6.3758	0.6886	4.4464				0.5000	0.0720	26.3000	0.0343	0.7742	4.616	
0.0583	0.3810	9.1679	0.5560	6.2701				1.0000	0.0400	27.9000	0.0583	0.6677	5.7552	
0.0990	0.2647	12.6313	0.4154	9.0215				2.0000	0.0180	28.9000	0.099	0.5408	7.4855	
0.1684	0.1740	16.2228	0.2876	12.5506				5.0000	0.0090	29.9000	0.1684	0.4084	9.848	
0.2862	0.1097	19.3697	0.1867	16.2968							0.2862	0.2881	12.6362	
0.4866	0.0673	21.7752	0.1155	19.6163							0.4866	0.1918	15.4287	
0.8272	0.0405	23.4409	0.0691	22.1530							0.8272	0.1221	17.8243	
1.4063	0.0242	24.5209	0.0405	23.8929							1.4063	0.0754	19.6357	

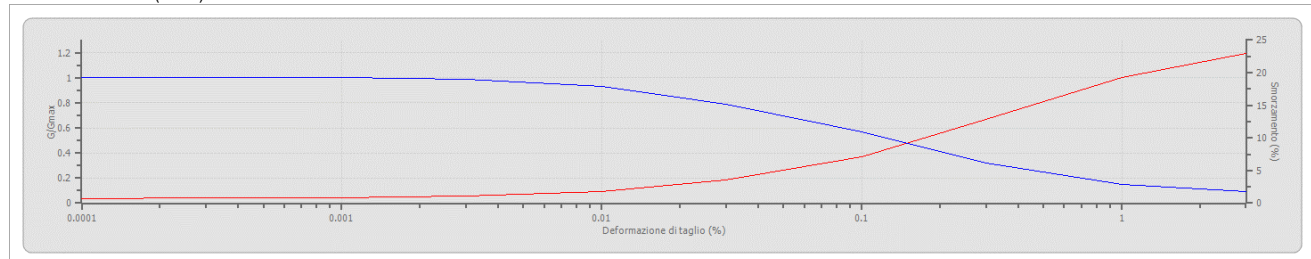
Curve Idriss (1990) Clay (Sedd & Sun 1989)



Curve Idriss (1990) Sand (Sedd & Idriss 1970)

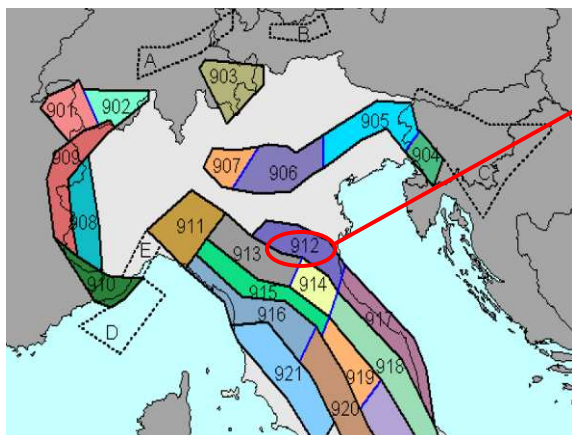


Curve EPRI Sand (1993) 76.5/152.40 metri



Per la previsione di sismicità attesa si è fatto riferimento ad ICMS "Indirizzi e criteri per Microzonazione sismica" Protezione Civile Nazionale in particolare al cap. 2.8.2 Valutazione della magnitudo 2008 e tab. 2.81 individuazione magnitudo massima attesa in Indagine Geologica e Sismica - PUA PP135 - Via Fornacelle loc Fosdondo di Correggio.

funzione zona sismogenetica come da ZS9:



secondo la zonazione ZS9 l'area di Fosdondo di Correggio è ricompresa nella zona sismogenetica n. 912 si quindi si è assunto a favore di sicurezza ed attribuita una magnitudo presunta max di $M_{MAX}=6.14$.

Tabella 2.8-1 – Valori di M_{max} per le zone sismogenetiche di ZS9 (estratto da Gruppo di lavoro, 2004)

Nome ZS	Numero ZS	M_{max}
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzzese, Appennino Umbro, Miza Sanvenero	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, Garda-Veronese, Garfagnana-Mugello, Calabria Jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Oranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio - Ippinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

Nell'elaborazione come vincolo della computazione, derivante dal utilizzo dei 7 accelerogrammi di input, viene imposto di continuare l'elaborazione sino a che i singoli valori dell'errore residuo dell'analisi ed anche il valore medio complessivo, si mantengono $< 2\%$ (valore adottato per l'elaborazione e ritenuto razionalmente accettabile).

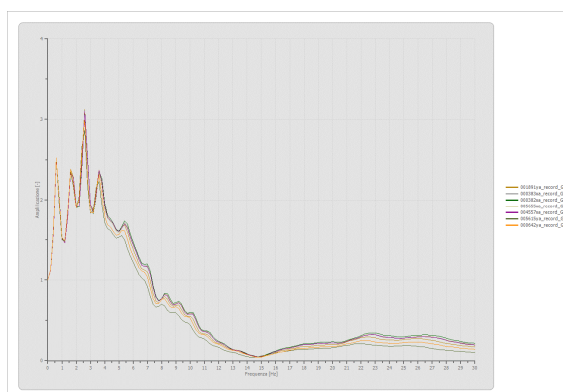
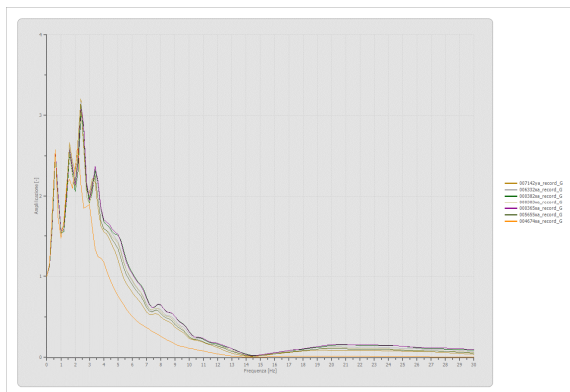
Dati Output (prog. RSLIII 1D-rel. '21)

Sebbene non richiesto come output ai fini progettuali, è possibile ottenere in output anche la funzione di trasferimento del sito. Tale grafico è un idoneo strumento per visualizzare la modalità con cui il sito, sulla base delle sue caratteristiche sismo stratigrafiche, influisce sul segnale in ingresso, dato che riporta i livelli di amplificazione nel dominio delle frequenze.

Vedi ad esempio il grafico sotto esposto (in questo caso riferito al piano di campagna):

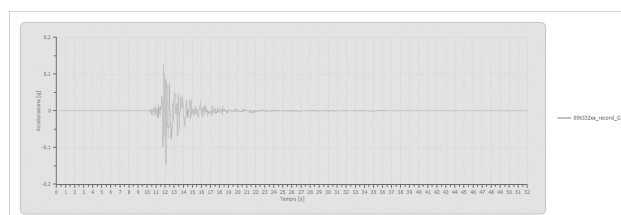
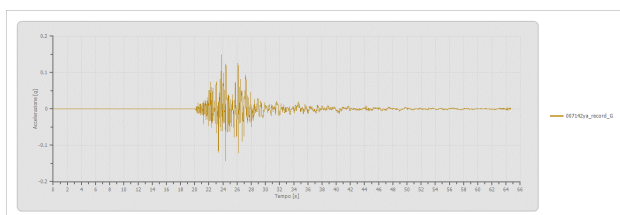
SLV

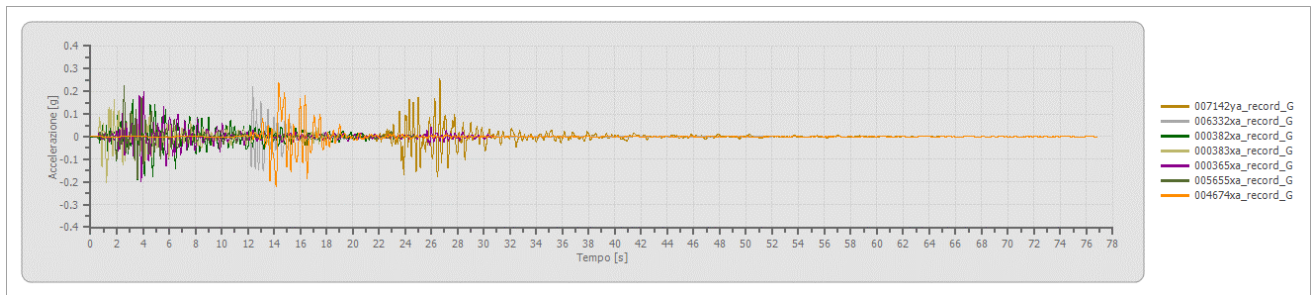
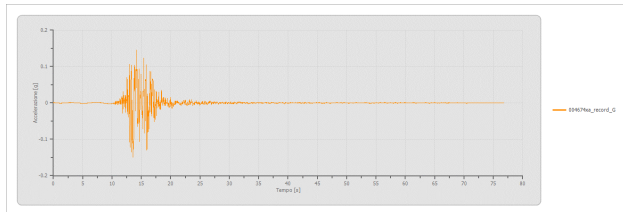
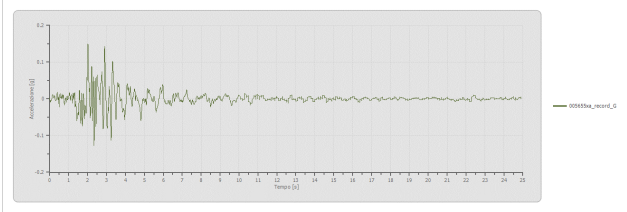
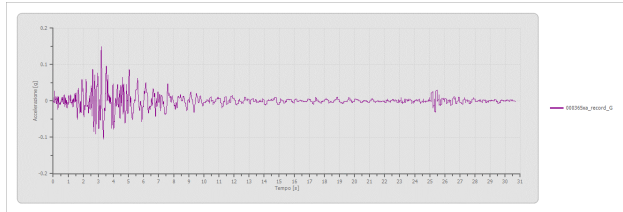
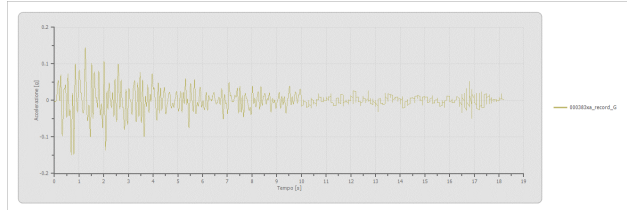
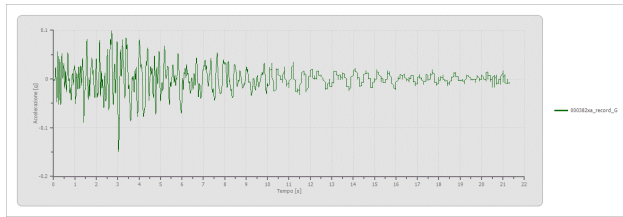
SLD



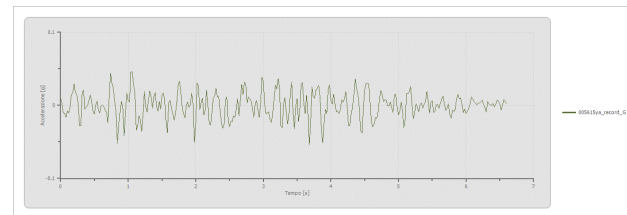
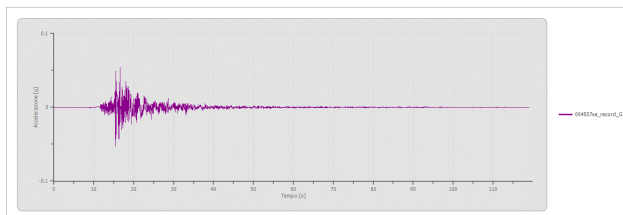
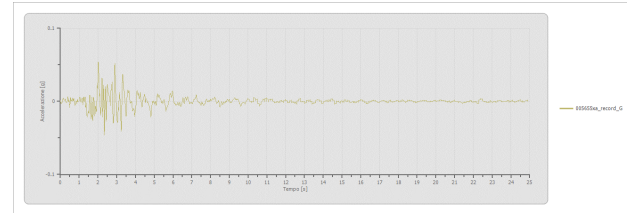
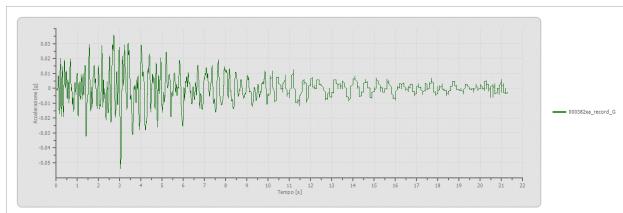
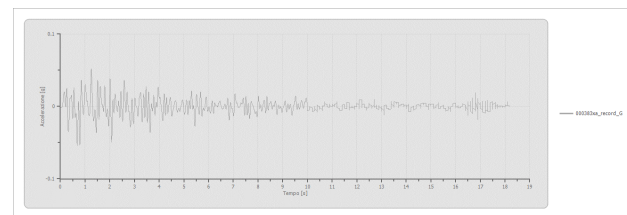
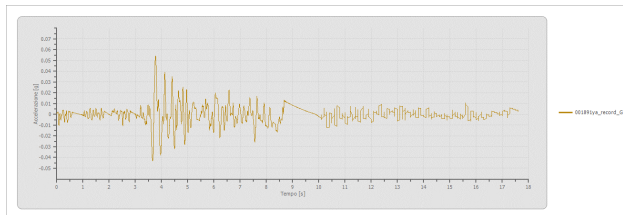
A seguire i 7 Accelerogrammi utilizzati come input, per l'analisi della RSL del sito per i 2 stati limite analizzati:

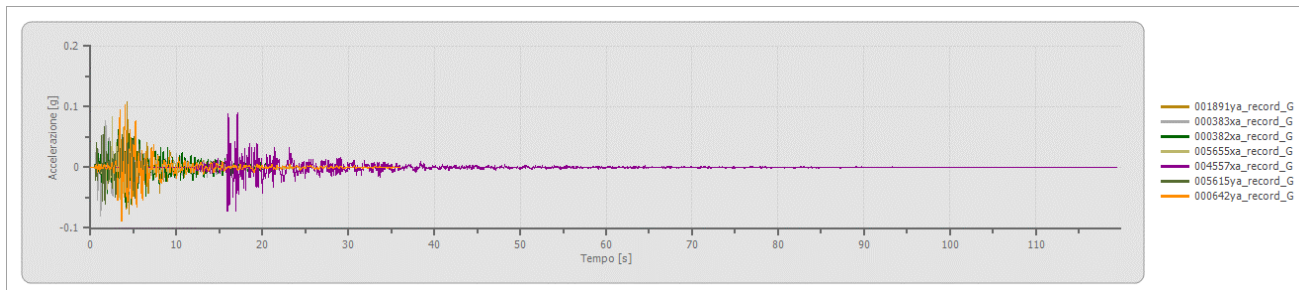
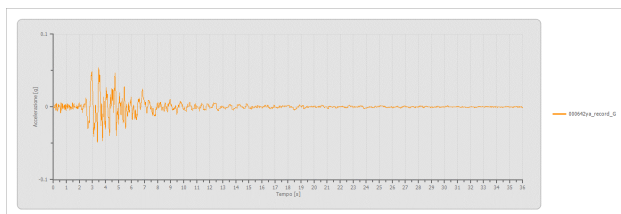
accelerogrammi per stato limite SLV:





accelerogrammi per stato limite SLD:





Ogni singolo spettro di risposta elastico con indicazione anche dei valori tabellari dello spettro ottenibile da ogni accelerogramma, sono allegati a fine report sia per gli accelerogrammi SLV sia per quelli SLD.

Dai dati ottenuti, in particolare dai parametri indipendenti (a_g , F_0 e T_D) caratteristici della localizzazione geografica del sito ed ai parametri dipendenti (S , T_B e T_C) derivanti dalla amplificazione del sito, è quindi anche possibile simulare lo spettro di risposta elastico in accelerazione riferito convenzionalmente ad uno smorzamento del 5%, validi per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4 sec.

Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro dovrà essere definito mediante apposite e particolari analisi.

Per la definizione dello spettro di risposta da NTC18, si ricavano i periodi T_B , T_C e T_D per i quali è necessario conoscere i parametri C_C (da Tab 3.2.IV del Dm 17-1-18) e T_C^* (calcolato dalla localizzazione geografica del sito) tramite le seguenti formule (cap. 3.2.3.2.1 NTC18):

Tab. 3.2.IV - Espressioni di S_g e di C_C

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

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_C \times T_C^*$$

$$T_D = 4 \times a_g / g + 1.6$$

$V_{s30} = 202$ m/s

quindi cat. Di suolo "C", per cui C_C e S_g come da tabella 3. 2.IV NTC/18

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad Se(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 \times [T/T_B + (1/(\eta \cdot F_0)) \cdot (1 - T/T_B)] \\ T_B \leq T < T_C & \quad Se(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 \\ T_C \leq T < T_D & \quad Se(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 \times (T_C/T) \\ T_D \leq T & \quad Se(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 \times (T_C T_D / T^2) \end{aligned}$$

Ottenendo per gli spettri da normativa NTC cat. C e per stato limite **SLV**:

$$T_B = 0.148 \text{ sec} \quad T_C = 0.443 \text{ sec} \quad T_D = 2.2 \text{ sec}$$

Mentre per gli spettri da normativa NTC cat. C e per stato limite **SLD**:

$$T_B = 0.143 \text{ sec} \quad T_C = 0.43 \text{ sec} \quad T_D = 1.816 \text{ sec}$$

Il parametro di amplificazione S è estrapolato con le formule del cap. 3.2.3.2.1 NTC18:

$$S = S_s \cdot S_T$$

Si prende poi in considerazione la formula valida per il tratto pianeggiante dello spettro, $Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$, con i valori di a_g e F_0 noti (par. indipendenti) ed $Se(T)$ dal valore max in accelerazione ottenuto da RSL, $\eta=1$ con coeff. smorzamento ξ convenzionale pari a 5%, ricavando per estrapolazione il valore del parametro S da usare poi nelle formule sotto indicate (cap. cap. 3.2.3.2.1 NTC18) per il calcolo dei valori di $Se(T)$ relativi agli altri tratti dello spettro RSL.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.043	2.516	0.248
SLD	50	0.054	2.505	0.264
SLV	475	0.150	2.513	0.276
SLC	975	0.201	2.511	0.278

Parametri indipendenti da Localizzazione geografica

Ottenendo per lo stato limite **SLV da RSL** a -2 m da pc (ipotesi piano di posa fondazioni):

NTC cat. C classe uso II	Risposta sismica Locale
Approccio semplificato	RSL stato limite SLV
$S_{SNTC} = 1.47$	$a_{max} \approx 0.204 \text{ g}$ (valore medio fra spettro medio di Risposta elastico e spettro Risposta Normalizzato)
$a_{max} \approx 0.22 \text{ g}$ (in superficie)	

Ottenendo per lo stato limite **SLD da RSL** a -2 m da pc (ipotesi piano di posa fondazioni):

da NTC stato SLD classe uso II	Risposta sismica Locale
Approccio semplificato Suolo C	RSL stato limite SLD
$S_{SNTC} = 1.5$	$a_{max} \approx 0.0805 \text{ g}$ (valore medio fra spettro medio di Risposta elastico e spettro Risposta Normalizzato)
$a_{max} \approx 0.08$ (in superficie)	

da cui si possono trarre queste prime osservazioni:

stato limite SLV

dal confronto fra il valore dell'accelerazione a_{max} al piano di posa ($\approx -2 \text{ m da pc}$) risultante da **RSL (spettro per $T=0$)**, e la accelerazione max al suolo derivante dalla applicazione del coefficiente di amplificazione stratigrafico S_s definito da NTC18 (con $S_T=1$ e per suolo C e classe d'uso II), si evidenzia che quest'ultima (da NTC cat. C), risulta confrontabile ma comunque cautelativa rispetto al risultato ottenuto da RSL.

stato limite SLD

da confronto fra il valore a_{max} al piano di posa ($\approx -2 \text{ m da pc}$) risultante da **RSL (spettro medio per $T=0$)**, e quello da NTC, in questo caso l'approccio semplificato (da NTC considerando cat. C e classe d'uso II), è circa corrispondente al risultato ottenuto da RSL.

A seguire i grafici che mettono invece, a confronto lo spettro medio derivato dall'analisi di RSL ed il suo omologo normalizzato e gli spettri ottenibili da approccio semplificato da NTC (sia per suolo di tipo C che D).

Per la elaborazione dello "spettro normalizzato" dallo spettro medio ottenuto da Risposta Sismica Locale (RSL), il modello di calcolo matematico utilizzato, è stato riferito alle disposizioni ed indicazioni contenute in "Linee Guida della protezione civile 2018".

spettro in accelerazione risultante da Risposta Sismica Locale (stato limite SLV)

η = fattore correzione del coefficiente smorzamento viscoso ξ (per $\xi=5\%$ $\eta=1$) volendo utilizzare valori di smorzamento diversi da 5% si dovranno reimpostare i calcoli utilizzando per $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)}$.

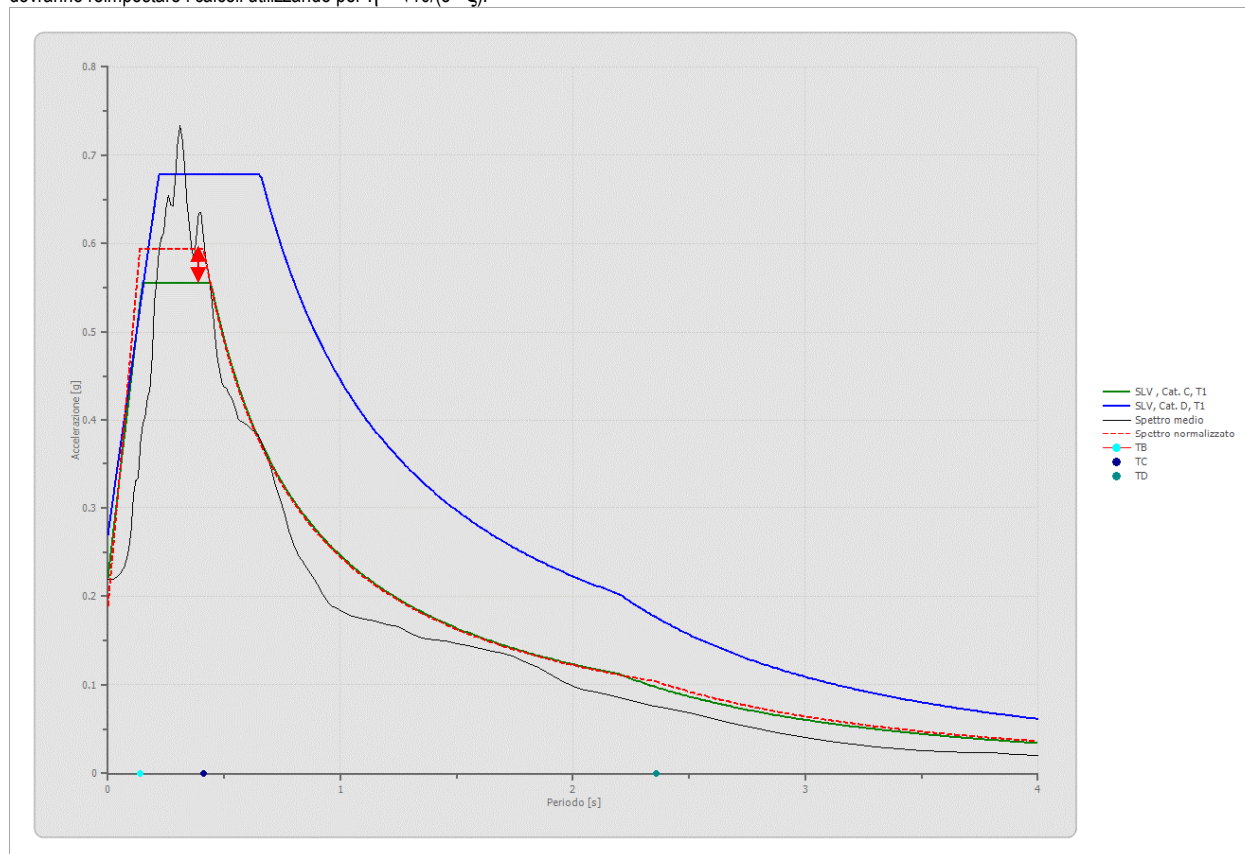


Fig. 11 stato Limite SLV spettri in accelerazione a confronto: RSL vs Spettri cat C e D da NTC/18 (normalizzazione spettro RSL come da ICMS2018) restituzione a -2 m da pc.

spettro in accelerazione risultante da Risposta Sismica Locale (stato limite SLD)

η = fattore correzione del coefficiente smorzamento viscoso ξ (per $\xi=5\%$ $\eta=1$) volendo utilizzare valori di smorzamento diversi da 5% si dovranno reimpostare i calcoli utilizzando per $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)}$.

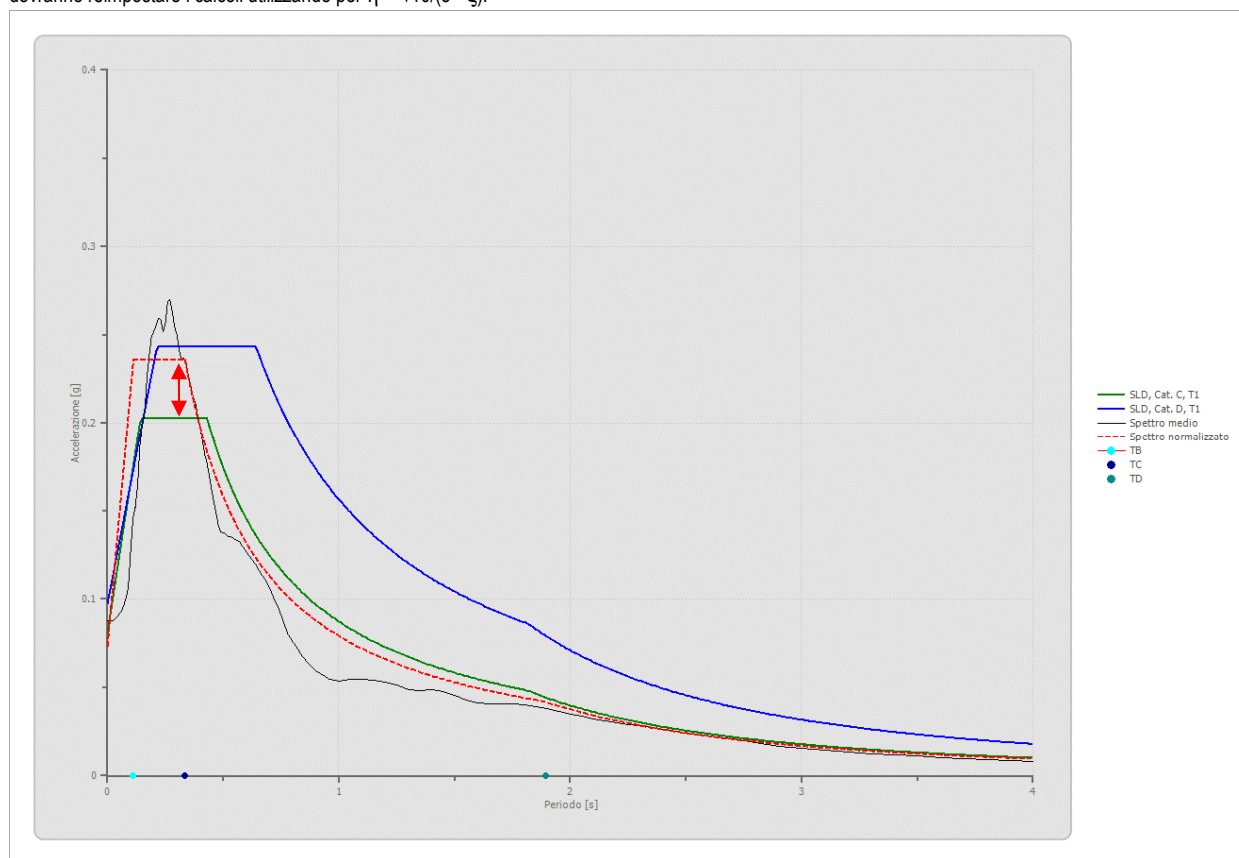


Fig. 12 stato Limite SLD spettri in accelerazione a confronto: RSL vs Spettri cat C e D da NTC/18 (normalizzazione spettro RSL come da ICMS2018).
restituzione a -2 m da pc .

In relazione agli spettri a confronto sopra esposti, si ricorda che, come indicato in ICMS/2011 (cfr. Riv. Ingegneria Sismica anno XXVIII n.2) in "Risposta sismica Locale" (A. Colombi, M. Compagnoni e F. Pergalani):

..... "Il confronto va eseguito in termini di valori spettrali e si riterrà accettabile lo spettro proposto da NTC08, qualora lo spettro calcolato presenti differenze inferiori al 10% in corrispondenza del periodo proprio della struttura di progetto"

Da quanto sopra si deduce che:

- lo spettro derivante da approccio semplificato da NTC di cat. C (curva verde dei grafici):
 - ⇒ sia per lo stato limite SLV che SLD sottostima leggermente fra i periodi T_B e T_C , mentre per periodi maggiori è congruente. Per lo SLD seppur di poco è anche a favore di sicurezza, rispetto alle accelerazioni ottenute da Risposta Sismica Locale (curva rossa a tratteggio).
- ⇒ lo spettro derivante da approccio semplificato da NTC di cat. D (curva blu dei grafici):
 - ⇒ sia per lo stato limite SLV che SLD sovrastima sempre quello derivante da normalizzazione della RSL, per tutti i periodi, in particolare per periodi $>T_C$ e quindi risulta ampiamente a favore di sicurezza.

Osservazioni:

Si ricorda e si rimarca che le scelte progettuali sono universalmente riconosciute (normativa EC8 e NTC18) come di competenza del tecnico progettista strutturale.

Nel caso infatti si voglia definire uno spettro di progetto, si dovrà sostituire (nelle formule dedotte dal cap. 3.2.4 NTC18) il parametro η con $1/q$, dove q =fattore di struttura per lo stato limite considerato (valutazione da progettista strutturale: in applicazione NTC18).

Quindi:

- 1) nel caso lo strutturista voglia analizzare il comportamento sismico delle strutture tramite spettri, potrà utilizzare i dati dello spettro normalizzato come da RSL sopra esposto, i cui dati anche tabellari sono allegati a fine report;

(od eventualmente a sua discrezione e sotto la sua responsabilità), lo spettro da approccio semplificato da NTC di cat. C che pare non idoneo solo per periodi $T = 0.22 \div 0.41$ sec (stato limite SLV), e per periodi $T = 0.15 \div 0.39$ sec (stato limite SLD)

- 2) lo spettro di cat. D sovrastima sempre ampiamente lo spettro di RSL, per tutti i periodi, quindi risulterebbe probabilmente molto a favore di sicurezza.
- 3) Se lo strutturista desidera invece impostare un'analisi dinamica non lineare della struttura, potrà utilizzare gli accelerogrammi utilizzati per la RSL ed i relativi spettri di risposta elastici, i cui tabulati numerici sono sempre allegati a fine report per entrambi gli stati limite analizzati SLV e SLD.

Si ricorda inoltre come già commentato nel precedente capitolo riguardante "Indagine sismica passiva HVSR (Microtremori)" che dalla analisi eseguita mediante sismometro a stazione singola ("TROMINO®"), è stato evidenziato un picco di frequenza del rapporto H/V a circa 0.91 Hz, corrispondente ad un periodo T pari a circa 1.1 Hz.

Qualora le strutture dei futuri interventi, presentino periodo proprio del 1° modo di vibrazione strutturale, corrispondente al picco di frequenza o al periodo, sopra indicato od ai valori esposti in dettaglio nel capitolo dedicato, potrebbe verificarsi il cosiddetto fenomeno di "Doppia risonanza", in tale eventualità è quindi consigliabile ed opportuno, che il progettista adotti opportune tecniche di progettazione strutturale, che tengano conto di tale eventualità.

A fine report i tabulati e spettri degli accelerogrammi utilizzati per la elaborazione nell'analisi di Risposta Sismica Locale del sito.

Si ricorda e si rimarca quanto sopra esposto, cioè che in analisi di Risposta Sismica Locale 1D per bed-rock a profondità >100 m (quale è il caso in esame), in zone di piana alluvionale, l'approccio di calcolo utilizzabile (simulazione 1D), tende in genere ad una sottostima dell'azione sismica, poiché prevarrebbero fenomeni dissipativi rispetto a quelli di amplificazione (D'Intinosante 2012). Si allega a tal proposito il grafico del profilo a_{max} / profondità ed i relativi valori in tabella, al termine degli allegati per ciascun stato limite analizzato (SLV e SLD).

Suscettività alla liquefazione dei terreni del sottosuolo

Nel sito in esame nel contesto della presente analisi, si è sviluppato il calcolo di verifica liquefacibilità, prendendo in considerazione le cpt, eseguite in corrispondenza dell'area investigata, nei punti indicati in Fig. 5.

A tale scopo si ricorda che:

- in un terreno saturo **non coesivo** può verificarsi in caso di sisma l'aumento della pressione interstiziale,
 - possono quindi generarsi deformazioni permanenti significative od addirittura l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno (liquefazione)
 - nel caso di fondazioni superficiali, la probabilità che si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o NULLA se almeno si verifica una o più delle seguenti condizioni (Indirizzi e criteri per la Microzonazione sismica Dip. Prot. Civile 2008):
- 1) Eventi attesi di magnitudo $M < 5$
 - 2) il terreno sabbioso saturo è presente a prof. maggiore di 15 m
 - 3) accelerazione massima attesa in superficie in condizione free-field $< 0.1g$
 - 4) se $a_g/g \leq 0.15$ e al contempo lo strato granulare da verificare soddisfa una delle seguenti condizioni:
 - contenuto in argilla $> 20\%$ ed indice di plasticità $IP > 10$,
 - contenuto in limo $> 35\%$ e resistenza $N_{1(60)} > 20$
 - frazione fine trascurabile ($\leq 5\%$) e resistenza $N_{1(60)} > 25$

dove $N_{1(60)}$ è il valore della resistenza penetrometrica N_{spt} normalizzato per uno sforzo efficace di confinamento (profondità) pari a 100 KPa e ad un fattore energetico di esecuzione della prova di 0,6, cioè:

$$(N_1)_{60} = N_{SP} \cdot C_N, \text{ con } C_N = \left(\frac{\rho_a}{\sigma'_v} \right)^{0.5}$$



In relazione alle prove effettuate ed alla Successione litologica, come meglio descritto nel precedente capitolo "Ipotesi Modello Geologico sottosuolo", nel sottosuolo in esame NON presenti livelli estesi e continui, classificabili come:

“terreni saturi a comportamento granulare (sabbie sotto falda)”,

sono però state riscontrate nelle verticali di prova eseguite, diffuse intercalazioni lenticolari limo-sabbiose e sabbiose e sabbioso-limose, inglobate in sequenze coesive.

La verifica quantitativa di suscettibilità alla liquefazione a maggior tutela, è stata comunque sviluppata sulle verticali di prova Cpt sino alla prof max raggiunta dalle stesse (-20 m da pc, mentre per le cpt 1 e 2 -15 m).

Verifica QUANTITATIVA liquefazione

Per le verticali di prova Cpt si sono eseguite le verifiche NUMERICA QUANTITATIVA per la valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione.

Dall'analisi dei log penetrometrici si è calcolata la risposta dei terreni in sollecitazione dinamica, per un'accelerazione max orizzontale al suolo, che per la zona di Fosdondo di Correggio, come risultato da analisi di Risposta Sismica Locale sopra descritta, risulta applicabile una accelerazione orizzontale max al piano di campagna pari a :

$$a_{\max} = 0.20g \text{ (RSL stato limite SLV)}$$

Inoltre a favore di sicurezza lo sviluppo del calcolo di liquefacibilità, è stato impostato utilizzando, per quanto riguarda la magnitudo:

secondo la zonazione ZS9 come sopra descritto in dettaglio (vedi capitolo Risposta Sismica Locale) l'area di Fosdondo di Correggio è ricompresa nella zona sismogenetica n. 912 si quindi si è assunto ed attribuita nei calcoli una magnitudo presunta max di $M_{\max}=6.14$.

Inoltre sempre a confronto di quanto indicato-suggerito dalle norme regionali in relazione agli indirizzi degli atti di coordinamento finalizzati agli studi di Microzonazione per la pianificazione Territoriale, nelle verifiche di liquefacibilità seguenti, è stato utilizzato l'approccio di calcolo Idriss&Boulanger (2004-08).

Metodo Seed-Idriss

Per l'unico livello (a struttura lenticolare) sabbioso limoso, presente nella verticale sopra esposta, si è utilizzato il metodo originariamente sviluppato da Seed e Idriss (1971) che considera il parametro CSR “domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma” e parallelamente in relazione a procedure basate su prove CPT - SPT e/o eventualmente sulla velocità delle onde di taglio (V_s), consente la stima del valore CRR “capacità di resistenza del terreno alla liquefazione”.

Dal rapporto fra questi parametri si ottiene un valore numerico, del potenziale di liquefazione tramite il coefficiente di sicurezza FS_L :

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR} \times MSF$$

ove MSF = *fattore di scala in funzione della magnitudo attesa*

Valutazione domanda di resistenza ciclica alla liquefazione CSR (Cyclic Stress Ratio)

Tale metodo, basato inizialmente su studi di Seed e Idriss, è stato ulteriormente perfezionato nel tempo da diversi autori (Youd e Idriss-97, Youd et alii-2001, Finn-2002).

La procedura codificata, consiste nel valutare dallo sforzo totale ed efficace del sovraccarico dello strato di terreno, alla profondità in analisi, corretto da un fattore di riduzione della sollecitazione, che diminuisce con la profondità r_d , e consente di ottenere il valore di CSR mediante la relazione:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d$$

per profondità	$z \leq 9.15 \text{ m}$	$rd = 1 - 0.00765 \cdot z$
mentre	$9.15 < z \leq 23 \text{ m}$	$rd = 1.174 - 0.0267 \cdot z$
(con z = prof in metri da pc)		

dove:

0.65= fattore peso introdotto da Seed che tiene conto del numero di sforzi ciclici richiesti per produrre lo stesso aumento di pressione dei pori per irregolare movimento del terreno durante il sisma.

σ_{v0} = tensione verticale totale

σ'_{v0} = tensione verticale efficace

a_{\max} = accelerazione massima alla superficie

g = accelerazione di gravità (pari a 9,81 m/sec²)

r_d = fattore riduzione delle tensioni alla prof di calcolo

Valutazione capacità di resistenza alla liquefazione CRR (Cyclic Resistance Ratio)

Sono diverse le formule per calcolare la CRR, proposte da diversi autori negli anni, fra cui anche sistemi empirici semplificati ed abachi.

La formula più classica, testata negli anni e contenuta nelle recenti norme AGI “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica

(Linee guida marzo 2005) associa a valori di resistenza alla penetrazione 'normalizzata' (prove CPT), il valore di CRR secondo le formule di Robertson e Wride (1998) in funzione del contenuto in materiali fini e per un terremoto di magnitudo 7,5:

$$CRR_{7,5} = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{se} \quad (q_{c1N})_{CS} < 50$$

$$CRR_{7,5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{se} \quad 50 \leq (q_{c1N})_{CS} < 160$$

$(q_{c1N})_{CS}$ = resistenza alla punta normalizzata

A sua volta $(q_{c1N})_{CS} = q_{c1N} \cdot K_c$ e $q_{c1N} = C_q \cdot (q_c / P_a)$

Con

$C_q = (P_a / \sigma'_{v0})^n \leq 1,7$ fattore normalizzazione della resistenza alla punta

P_a = pressione atmosferica di riferimento (1 atm ≈ 100 KPa)

q_c = valore resistenza penetrometrica in situ

n = esponente di sforzo in funzione della litologia utilizzato anche per il calcolo dell'indice I_c (Robertson e Wride-88/90)

Da quanto sopra, il 1° dato da ottenere è l'Indice I_c e relativo esponente di sforzo (n), che si ottengono procedendo per steps successivi:

- 1) se $I_c > 2,6$ ed $n=1$ allora il terreno è classificabile coesivo quindi non liquefacibile ed il calcolo è terminato
- 2) se $I_c < 2,6$ il suolo può essere di natura granulare e si ripete il calcolo con $n=0,5$
- 3) se dal ricalcolo del punto 2 $I_c < 2,6$ il suolo è classificabile come non coesivo ed il valore di I_c sarà utilizzato nel calcolo di q_{c1N}
- 4) se dal ricalcolo del punto 2 $I_c > 2,6$ il suolo è classificabile come limoso ed eventualmente coesivo e si dovrà ripetere il calcolo con $n=0,7$ ed il valore del nuovo I_c sarà utilizzato nel calcolo di q_{c1N}

L'indice I_c è calcolato con le seguenti relazioni:

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

ove

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

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

e per il coefficiente K_c da Robertson e Wride 98:

Per $I_c \leq 1,64$ $K_c = 1.0$

Per $I_c > 1,64$ $K_c = -0.403 \cdot I_c^4 + 5.581 \cdot I_c^3 - 21.63 \cdot I_c^2 + 33.75 \cdot I_c - 17.88$

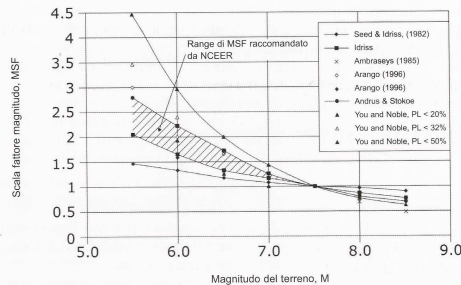


Figura 2.18. Fattore di scala della magnitudo derivato da diversi ricercatori (da Youd e Noble, 1997)

Inoltre il contenuto in fini (FC) può essere calcolato come $FC = 1.75 \times I_c^{3.25} - 3.7$

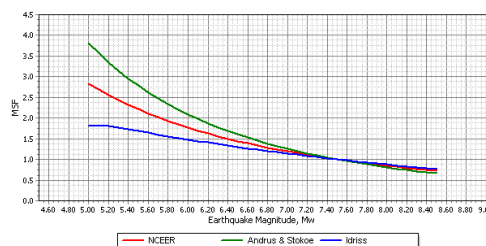
Correzione dei valori di CRR e CSR

Per terremoti di magnitudo minore o maggiore di 7,5 il valore CRR deve essere corretto secondo la equazione $CRR_M = CRR_{7,5} \cdot MSF$, ove il coefficiente di correzione MSF, (arrotondato a favore di sicurezza) assunto in base alla magnitudo max attesa, è stato inserito nei calcoli assumendo il "range di MSF raccomandato da NCEER" la cui funzione (fascia a tratteggio in figura) media la fascia dei valori ottenuti da varie formulazioni di diversi autori (da Youd & Noble 1997) da utilizzare in questo caso per

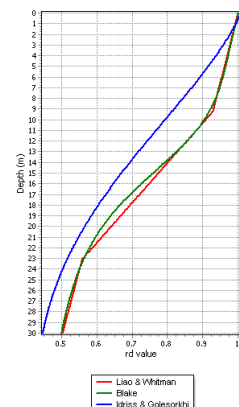
$M < 7,5$.

Inoltre CSR è corretto (in caso di magnitudo diversa da 7.5) per l'effetto di aumento non-lineare della resistenza di liquefazione con incremento dello stress effettivo iniziale del sovraccarico.

Il valore numerico di questo fattore di correzione è funzione dei valori di densità relativa (Dr) che nel caso di test CPT è determinata dalla relazione di Jamiolkowski et al. (1985).



Per il caso in esame pur trattandosi di una zona a medio-basso grado di sismicità, a favore di sicurezza sono state adottate per la verifica a liquefazione le formulazioni raccomandate di NCEER per Magnitudo scaling factor (MSF e K_{σ}) e di Liao & Whitman per Stress reduction factor (rd).



Numerosi autori (fra cui Iwasaki e Pianc, 2001 vedi Norme AGI 2005), attribuiscono al coefficiente di sicurezza F_{SL} i seguenti

significati:

- $F_{SL} > 1$ **si possono escludere fenomeni di liquefazione**
- $F_{SL} < 1$ **è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.**

Mentre in "Atto di coordinamento tecnico sugli studi di Microzonazione sismica per la pianificazione Territoriale e urbanistica" Del G. R. 630/19, all. A3, affinché un terreno sia considerato NON liquefacibile, viene indicato-suggerito di assumere, F_{SL} cioè il fattore di sicurezza alla liquefazione $F_{SL} > 1,2$.

Ottenuto il parametro F_{SL} è possibile operare una stima del potenziale di liquefazione del sito in esame tramite l'Indice del potenziale di Liquefazione (I_L), che rappresenta una stima degli effetti della liquefazione, in base allo spessore e profondità delle zone eventualmente da ritenere potenzialmente liquefacibili (cioè quelle che presentano $F_{SL} < 1$ oppure per confronto $F_{SL} < 1,2$).

Il valore di I_L è stato calcolato sino a 20 m di profondità, ottenuto da formulazioni di Iwasaki et Al. (1982) e Sonmez (2003), asserendo che la severità dell'evento di liquefazione, è tendenzialmente proporzionale ai fattori:

- Spessore dello strato liquefacibile
- Prossimità dello strato liquefacibile alla superficie
- Fattore di sicurezza $F_s < 1$.

Il valore di I_L è ottenuto a secondo degli autori dalla relazione:

IWASAKI	
$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$	<p>Dove:</p> <p>se $F_{SL} > 1,0$ $F(z) = 0$ $F_{SL} \leq 1$ $F(z) = 1 - F_{SL}$ $w(z) = 10 - 10(z/z_{crit})$ $(z = \text{prof. in m})$ dz incremento differenziale profondità</p>
SONMEZ	
$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$	<p>Dove:</p> <p>se $F_{SL} \geq 1,2$ $F(z) = 0$ $0,95 \leq F_{SL} < 1,2$ $F(z) = 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18,427 \cdot F_{SL})$ $F_{SL} \leq 0,95$ $F(z) = 1 - F_{SL}$ $w(z) = (200/z_{crit}) \cdot (1 - (z/z_{crit}))$ $z = \text{prof. in m}$ dz incremento differenziale profondità</p>

l'equazione integrale sopra esposta fornisce i valori di I_L nel campo 0-100, con le seguenti classi di rischio, che mettono a confronto la valutazione di Iwasaki e quella di Sonmez che differenzia di più solo la classe da $0 < F_{SL} < 5$:

Iwasaki et al. (1982)	Sonmez (2003)	Rischio Suscettibilità liquefazione
$I_L = 0$	$I_L = 0$	Rischio nullo o Molto prob. non si ha liquefazione
$0 \leq I_L < 5$	$0 \leq I_L < 2$	Rischio liquefazione basso
	$2 \leq I_L < 5$	Rischio liquefazione moderato (per Iwasaki basso sino a $I_L < 5$)
$5 \leq I_L < 15$	$5 \leq I_L < 15$	Rischio Liquefazione elevato.
$I_L > 15$	$I_L > 15$	Rischio Molto alto

References per la valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione F_s , sopra esposto:

- Andrus D R, Piratheepan P, Ellis S B, Zhang J, Juang C H (2004) Comparing liquefaction evaluation methods using penetration-Vs relationships, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 24
- Li K D, Juang C H, Andrus D R (2007) Index Properties-Based Criteria for Liquefaction Susceptibility of Clayey Soils: A Critical Assessment, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133.
- Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.
- Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1-2: General rules for buildings.
- Gutierrez M, Duncan J M, Woods C, Eddy M (2003), Development of a Simplified Reliability - Based Method for Liquefaction Evaluation, Civil and Environmental Engineering - Virginia Polytechnic Institute & State University.
- Idriss M I, Boulanger R W (2004) Semi-Empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes, Department of Civil & Environmental Engineering - University of California.
- Iwasaki T, Tokida K, Tatsuko F, Yasuda S (1978) A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various site in Japan, Proc. 2nd. Int. Conf. on microzonation, San Francisco, Vol.2.
- Zhang G, Robertson P K, Brachman R W I (2002) Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground, Can. Geotechnical Journal, Vol. 39, pp. 1168-1180.
- Ishihara K, Yoshimine M (1992) Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 173-188
- Yoshimichi T, Ishihara K, Sawada S (2004) Settlement of Silty Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 44, No. 5, pp. 135-148.
- Juang C H, Fang Y S, Khor H E (2006) First-Order Reliability Method for Probabilistic Liquefaction Triggering Analysis Using CPT, Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132
- Juang C H, Yuan H, Lee D H, Ku C S (2001) Assessing CPT-based methods for liquefaction evaluation with emphasis on the cases from the Chi-Chi, Taiwan, earthquake, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 22, pp. 241-258.
- Lunne T, Robertson P K, Powell M J J (1997) Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.
- Olsen R S (1997) Cyclic liquefaction based on the cone penetration test", Proceedings of the NCEER Workshop of Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022, State University of New York at Buffalo, pp. 225-276.
- Olson M S, Stark D T (2003) Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129.
- Robertson P K, Wride C E (1997) Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT, Proceedings of the NCEER Workshop of Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022, State University of New York at Buffalo, pp. 41-87.

- Robertson P K, Campanella R G (1985) Liquefaction Potential of Sands Using the CPT, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111
- Seed et al (2003) RECENT ADVANCES IN SOIL LIQUEFACTION ENGINEERING: A UNIFIED AND CONSISTENT FRAMEWORK, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H.M.S. Queen Mary, Long Beach, California, April 30.
- Youd L T, Idriss I M (1996) Proceedings of the NCEER Workshop on the Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Salt Lake City, Utah, Cetin K O, Seed B R, Kiureghian A, Tokimatsu K, Harder L F, Kayen R E, Moss R S (2006) Standard Penetration Test-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130. Moss R S, Seed B R, Kayen R E, Stewart J P, Kiureghian A, Cetin O K (2006) CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132.

A seguire le singole schede di verifica a liquefacibilità delle prove Cpt eseguite:

Cpt 1 con fattore di sicurezza alla liquefazione F_{SL} per considerare gli strati Non liquefacibili pari a 1,00

Project title : Verifica Liquefacibilità PUA Via Fornacelle

Project subtitle : Prova Cpt 01

Input parameters and analysis data

In-situ data type:

Cone Penetration Test

Analysis type:

Deterministic

Analysis method:

Boulanger & Idriss (2004)

Fines correction method:

Boulanger & Idriss

Depth to water table:

2.00 m

Earthquake magnitude M_w :

6.14

Peak ground acceleration:

0.20 g

User defined F_{SL} :

1.00

This software is licensed to : Riccardo Triches

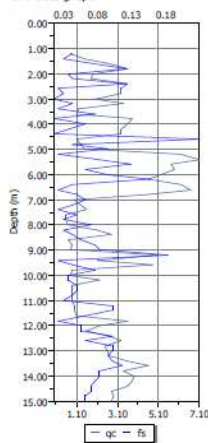
Overall liquefaction potential according to Iwasaki :

Point ID	F	w_p	I_L	Point ID	F	w_p	I_L
1	0.00	9.40	0.00	2	0.00	9.30	0.00
3	0.00	9.20	0.00	4	0.00	9.10	0.00
5	0.00	9.00	0.00	6	0.00	8.90	0.00
7	0.00	8.80	0.00	8	0.00	8.70	0.00
9	0.00	8.60	0.00	10	0.00	8.50	0.00
11	0.00	8.40	0.00	12	0.00	8.30	0.00
13	0.00	8.20	0.00	14	0.02	8.10	0.03
15	0.00	8.00	0.00	16	0.00	7.90	0.00
17	0.06	7.80	0.10	18	0.00	7.70	0.00
19	0.00	7.60	0.00	20	0.00	7.50	0.00
21	0.00	7.40	0.00	22	0.00	7.30	0.00
23	0.00	7.20	0.00	24	0.00	7.10	0.00
25	0.00	7.00	0.00	26	0.00	6.90	0.00
27	0.00	6.80	0.00	28	0.00	6.70	0.00
29	0.00	6.60	0.00	30	0.00	6.50	0.00
31	0.00	6.40	0.00	32	0.00	6.30	0.00
33	0.00	6.20	0.00	34	0.00	6.10	0.00
35	0.00	6.00	0.00	36	0.21	5.90	0.25
37	0.12	5.80	0.14	38	0.00	5.70	0.00
39	0.00	5.60	0.00	40	0.00	5.50	0.00
41	0.00	5.40	0.00	42	0.24	5.30	0.25
43	0.00	5.20	0.00	44	0.15	5.10	0.12
45	0.00	5.00	0.00	46	0.00	4.90	0.00
47	0.00	4.80	0.00	48	0.00	4.70	0.00
49	0.00	4.60	0.00	50	0.00	4.50	0.00
51	0.00	4.40	0.00	52	0.00	4.30	0.00
53	0.00	4.20	0.00	54	0.15	4.10	0.12
55	0.00	4.00	0.00	56	0.00	3.90	0.00
57	0.00	3.80	0.00	58	0.11	3.70	0.08
59	0.00	3.60	0.00	60	0.00	3.50	0.00
61	0.00	3.40	0.00	62	0.00	3.30	0.00
63	0.00	3.20	0.00	64	0.00	3.10	0.00
65	0.04	3.00	0.02	66	0.06	2.90	0.03
67	0.08	2.80	0.05	68	0.00	2.70	0.00
69	0.00	2.60	0.00	70	0.00	2.50	0.00

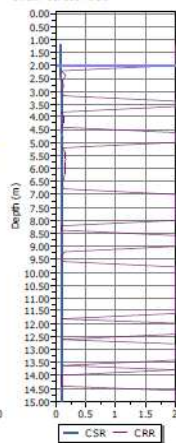
Overall potential I_L : 1.08

$I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 $I_L > 15.00$ - Liquefaction certain

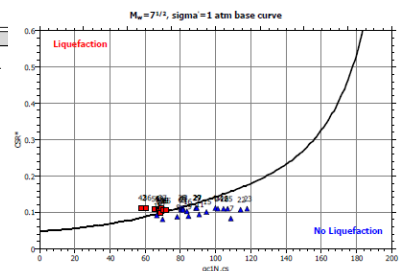
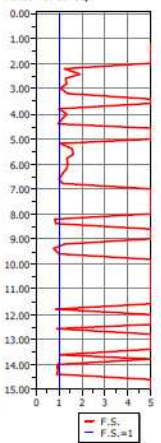
CPT data graph



Shear stress ratio



Factor of safety

Cpt 1 con fattore di sicurezza alla liquefazione F_{SL} per considerare gli strati Non liquefacibili pari a 1,2

Project title : Verifica Liquefacibilità PUA Via Fornacelle

Project subtitle : Prova Cpt 01

Input parameters and analysis data

In-situ data type:

Cone Penetration Test

Analysis type:

Deterministic

Analysis method:

Boulanger & Idriss (2004)

Fines correction method:

Boulanger & Idriss

Depth to water table:

2.00 m

Earthquake magnitude M_w :

6.14

Peak ground acceleration:

0.20 g

User defined F_{SL} :

1.20

This software is licensed to : Riccardo Triches

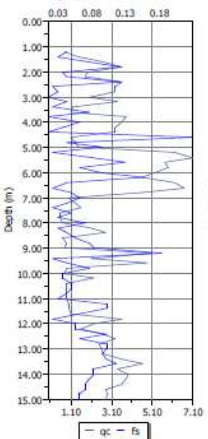
Overall liquefaction potential according to Iwasaki :

Point ID	F	w_p	I_L	Point ID	F	w_p	I_L
1	0.00	9.40	0.00	2	0.00	9.30	0.00
3	0.00	9.20	0.00	4	0.00	9.10	0.00
5	0.00	9.00	0.00	6	0.00	8.90	0.00
7	0.00	8.80	0.00	8	0.00	8.70	0.00
9	0.00	8.60	0.00	10	0.13	8.50	0.22
11	0.00	8.40	0.00	12	0.00	8.30	0.00
13	0.00	8.20	0.00	14	0.18	8.10	0.29
15	0.00	8.00	0.00	16	0.04	7.90	0.07
17	0.22	7.80	0.34	18	0.00	7.70	0.00
19	0.00	7.60	0.00	20	0.00	7.50	0.00
21	0.11	7.40	0.17	22	0.00	7.30	0.00
23	0.00	7.20	0.00	24	0.00	7.10	0.00
25	0.00	7.00	0.00	26	0.00	6.90	0.00
27	0.06	6.80	0.08	28	0.16	6.70	0.21
29	0.07	6.60	0.09	30	0.00	6.50	0.00
31	0.00	6.40	0.00	32	0.00	6.30	0.00
33	0.00	6.20	0.00	34	0.00	6.10	0.00
35	0.00	6.00	0.00	36	0.34	5.90	0.41
37	0.27	5.80	0.31	38	0.00	5.70	0.00
39	0.00	5.60	0.00	40	0.00	5.50	0.00
41	0.00	5.40	0.00	42	0.36	5.30	0.39
43	0.15	5.20	0.16	44	0.00	5.10	0.00
45	0.00	5.00	0.00	46	0.00	4.90	0.00
47	0.00	4.80	0.00	48	0.00	4.70	0.00
49	0.00	4.60	0.00	50	0.00	4.50	0.00
51	0.00	4.40	0.00	52	0.00	4.30	0.00
53	0.00	4.20	0.00	54	0.29	4.10	0.24
55	0.00	4.00	0.00	56	0.00	3.90	0.00
57	0.00	3.80	0.00	58	0.26	3.70	0.19
59	0.00	3.60	0.00	60	0.00	3.50	0.00
61	0.00	3.40	0.00	62	0.00	3.30	0.00
63	0.12	3.20	0.08	64	0.00	3.10	0.00
65	0.20	3.00	0.12	66	0.21	2.90	0.12
67	0.23	2.80	0.13	68	0.00	2.70	0.00
69	0.00	2.60	0.00	70	0.00	2.50	0.00

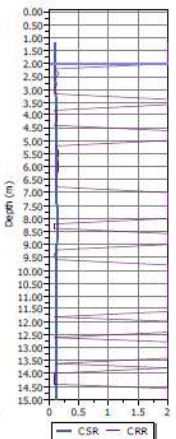
Overall potential I_L : 3.62

$I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 $I_L > 15.00$ - Liquefaction certain

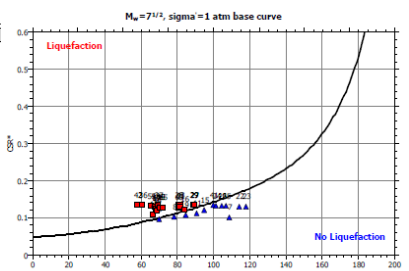
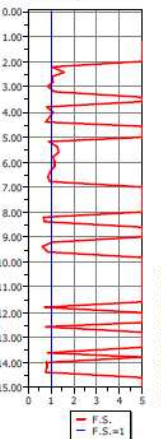
CPT data graph



Shear stress ratio



Factor of safety



Cpt 2 con fattore di sicurezza alla liquefazione F_{SL} per considerare gli strati Non liquefacibili pari a 1,0

Project title : Verifica Liquefacibilità PUA Via Fornacelle

Project subtitle : Prova Cpt 02

Input parameters and analysis data

In-situ data type: Cone Penetration Test
 Analysis type: Deterministic
 Analysis method: Boulanger & Idriss (2004)
 Fines correction method: Boulanger & Idriss

Depth to water table: 2.00 m
 Earthquake magnitude M_w : 6.14
 Peak ground acceleration: 0.20 g
 User defined $F.S.$: 1.00

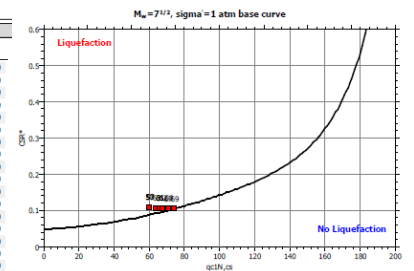
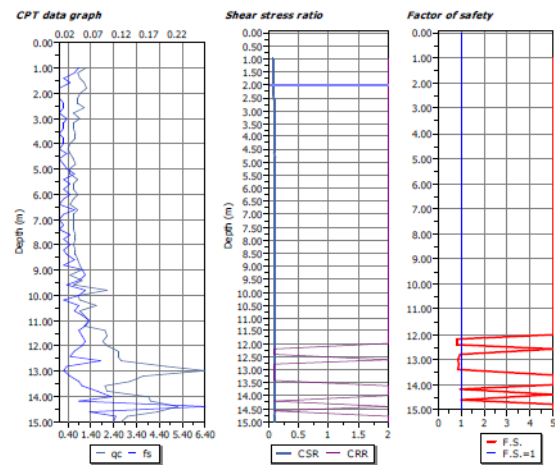
This software is licensed to : Riccardo Triches

Overall liquefaction potential according to Iwasaki ::

Point ID	F	w_L	I_L	Point ID	F	w_L	I_L
1	0.00	9.50	0.00	2	0.00	9.40	0.00
3	0.00	9.30	0.00	4	0.00	9.20	0.00
5	0.00	9.10	0.00	6	0.00	9.00	0.00
7	0.00	8.90	0.00	8	0.00	8.80	0.00
9	0.00	8.70	0.00	10	0.00	8.60	0.00
11	0.00	8.50	0.00	12	0.00	8.40	0.00
13	0.00	8.30	0.00	14	0.00	8.20	0.00
15	0.00	8.10	0.00	16	0.00	8.00	0.00
17	0.00	7.90	0.00	18	0.00	7.80	0.00
19	0.00	7.70	0.00	20	0.00	7.60	0.00
21	0.00	7.50	0.00	22	0.00	7.40	0.00
23	0.00	7.30	0.00	24	0.00	7.20	0.00
25	0.00	7.10	0.00	26	0.00	7.00	0.00
27	0.00	6.90	0.00	28	0.00	6.80	0.00
29	0.00	6.70	0.00	30	0.00	6.60	0.00
31	0.00	6.50	0.00	32	0.00	6.40	0.00
33	0.00	6.30	0.00	34	0.00	6.20	0.00
35	0.00	6.10	0.00	36	0.00	6.00	0.00
37	0.00	5.90	0.00	38	0.00	5.80	0.00
39	0.00	5.70	0.00	40	0.00	5.60	0.00
41	0.00	5.50	0.00	42	0.00	5.40	0.00
43	0.00	5.30	0.00	44	0.00	5.20	0.00
45	0.00	5.10	0.00	46	0.00	5.00	0.00
47	0.00	4.90	0.00	48	0.00	4.80	0.00
49	0.00	4.70	0.00	50	0.00	4.60	0.00
51	0.00	4.50	0.00	52	0.00	4.40	0.00
53	0.00	4.30	0.00	54	0.00	4.20	0.00
55	0.00	4.10	0.00	56	0.00	4.00	0.00
57	0.19	3.90	0.15	58	0.20	3.80	0.15
59	0.00	3.70	0.00	60	0.07	3.60	0.05
61	0.13	3.50	0.09	62	0.10	3.40	0.07
63	0.14	3.30	0.09	64	0.00	3.20	0.00
65	0.00	3.10	0.00	66	0.00	3.00	0.00
67	0.06	2.90	0.03	68	0.00	2.80	0.00
69	0.01	2.70	0.00	70	0.00	2.60	0.00
71	0.00	2.50	0.00				

Overall potential I_L : 0.64

$I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 $I_L > 15.00$ - Liquefaction certain

Cpt 2 con fattore di sicurezza alla liquefazione F_{SL} per considerare gli strati Non liquefacibili pari a 1,2

Project title : Verifica Liquefacibilità PUA Via Fornacelle

Project subtitle : Prova Cpt 02

Input parameters and analysis data

In-situ data type: Cone Penetration Test
 Analysis type: Deterministic
 Analysis method: Boulanger & Idriss (2004)
 Fines correction method: Boulanger & Idriss

Depth to water table: 2.00 m
 Earthquake magnitude M_w : 6.14
 Peak ground acceleration: 0.20 g
 User defined $F.S.$: 1.20

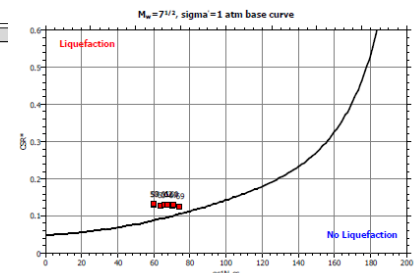
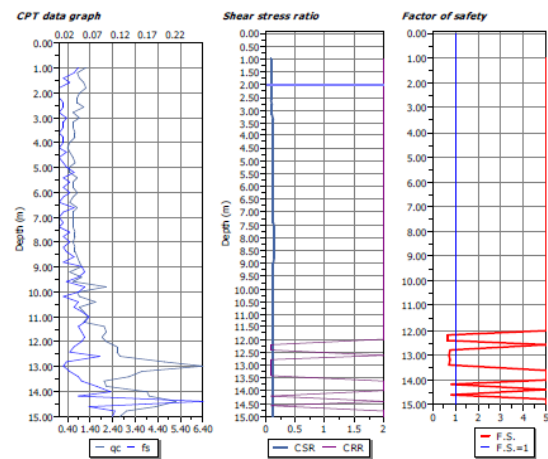
This software is licensed to : Riccardo Triches

Overall liquefaction potential according to Iwasaki ::

Point ID	F	w_L	I_L	Point ID	F	w_L	I_L
1	0.00	9.50	0.00	2	0.00	9.40	0.00
3	0.00	9.30	0.00	4	0.00	9.20	0.00
5	0.00	9.10	0.00	6	0.00	9.00	0.00
7	0.00	8.90	0.00	8	0.00	8.80	0.00
9	0.00	8.70	0.00	10	0.00	8.60	0.00
11	0.00	8.50	0.00	12	0.00	8.40	0.00
13	0.00	8.30	0.00	14	0.00	8.20	0.00
15	0.00	8.10	0.00	16	0.00	8.00	0.00
17	0.00	7.90	0.00	18	0.00	7.80	0.00
19	0.00	7.70	0.00	20	0.00	7.60	0.00
21	0.00	7.50	0.00	22	0.00	7.40	0.00
23	0.00	7.30	0.00	24	0.00	7.20	0.00
25	0.00	7.10	0.00	26	0.00	7.00	0.00
27	0.00	6.90	0.00	28	0.00	6.80	0.00
29	0.00	6.70	0.00	30	0.00	6.60	0.00
31	0.00	6.50	0.00	32	0.00	6.40	0.00
33	0.00	6.30	0.00	34	0.00	6.20	0.00
35	0.00	6.10	0.00	36	0.00	6.00	0.00
37	0.00	5.90	0.00	38	0.00	5.80	0.00
39	0.00	5.70	0.00	40	0.00	5.60	0.00
41	0.00	5.50	0.00	42	0.00	5.40	0.00
43	0.00	5.30	0.00	44	0.00	5.20	0.00
45	0.00	5.10	0.00	46	0.00	5.00	0.00
47	0.00	4.90	0.00	48	0.00	4.80	0.00
49	0.00	4.70	0.00	50	0.00	4.60	0.00
51	0.00	4.50	0.00	52	0.00	4.40	0.00
53	0.00	4.30	0.00	54	0.00	4.20	0.00
55	0.00	4.10	0.00	56	0.00	4.00	0.00
57	0.33	3.90	0.26	58	0.33	3.80	0.25
59	0.00	3.70	0.00	60	0.23	3.60	0.16
61	0.27	3.50	0.19	62	0.25	3.40	0.17
63	0.28	3.30	0.19	64	0.00	3.20	0.00
65	0.00	3.10	0.00	66	0.00	3.00	0.00
67	0.21	2.90	0.12	68	0.00	2.80	0.00
69	0.17	2.70	0.09	70	0.00	2.60	0.00
71	0.00	2.50	0.00				

Overall potential I_L : 1.44

$I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 $I_L > 15.00$ - Liquefaction certain



Cpt 3 con fattore di sicurezza alla liquefazione F_{SL} per considerare gli strati Non liquefacibili pari a 1,0

Project title : Verifica Liquefacibilità PUA Via Fornacelle

Project subtitle : Prova Cpt 03

Input parameters and analysis data

In-situ data type:

Cone Penetration Test

Analysis type:

Deterministic

Analysis method:

Boulanger & Idriss (2004)

Fines correction method:

Boulanger & Idriss

Depth to water table:

1.70 m

Earthquake magnitude M_w :

6.14

Peak ground acceleration:

0.20 g

User defined F.S.:

1.00

This software is licensed to: Riccardo Triches

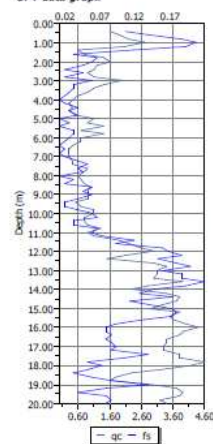
Overall liquefaction potential according to Iwasaki is:

Point ID	F	w_L	I_L	Point ID	F	w_L	I_L
1	0.00	9.80	0.00	2	0.00	9.70	0.00
3	0.00	9.60	0.00	4	0.00	9.50	0.00
5	0.00	9.40	0.00	6	0.00	9.30	0.00
7	0.00	9.20	0.00	8	0.00	9.10	0.00
9	0.00	9.00	0.00	10	0.00	8.90	0.00
11	0.01	8.80	0.02	12	0.00	8.70	0.00
13	0.00	8.60	0.00	14	0.00	8.50	0.00
15	0.00	8.40	0.00	16	0.00	8.30	0.00
17	0.00	8.20	0.00	18	0.00	8.10	0.00
19	0.00	8.00	0.00	20	0.00	7.90	0.00
21	0.00	7.80	0.00	22	0.00	7.70	0.00
23	0.00	7.60	0.00	24	0.00	7.50	0.00
25	0.00	7.40	0.00	26	0.22	7.30	0.32
27	0.00	7.20	0.00	28	0.02	7.10	0.00
29	0.00	7.00	0.00	30	0.00	6.90	0.00
31	0.00	6.80	0.00	32	0.00	6.70	0.00
33	0.00	6.60	0.00	34	0.00	6.50	0.00
35	0.00	6.40	0.00	36	0.00	6.30	0.00
37	0.00	6.20	0.00	38	0.00	6.10	0.00
39	0.00	6.00	0.00	40	0.00	5.90	0.00
41	0.00	5.80	0.00	42	0.00	5.70	0.00
43	0.00	5.60	0.00	44	0.00	5.50	0.00
45	0.00	5.40	0.00	46	0.00	5.30	0.00
47	0.00	5.20	0.00	48	0.00	5.10	0.00
49	0.00	5.00	0.00	50	0.00	4.90	0.00
51	0.00	4.80	0.00	52	0.00	4.70	0.00
53	0.00	4.60	0.00	54	0.00	4.50	0.00
55	0.00	4.40	0.00	56	0.00	4.30	0.00
57	0.00	4.20	0.00	58	0.00	4.10	0.00
59	0.00	4.00	0.00	60	0.00	3.90	0.00
61	0.00	3.80	0.00	62	0.00	3.70	0.00
63	0.00	3.60	0.00	64	0.00	3.50	0.00
65	0.00	3.40	0.00	66	0.00	3.30	0.00
67	0.00	3.20	0.00	68	0.00	3.10	0.00
69	0.00	3.00	0.00	70	0.00	2.90	0.00
71	0.00	2.80	0.00	72	0.00	2.70	0.00
73	0.00	2.60	0.00	74	0.00	2.50	0.00
75	0.00	2.40	0.00	76	0.00	2.30	0.00
77	0.00	2.20	0.00	78	0.02	2.10	0.01
79	0.00	2.00	0.00	80	0.02	1.90	0.01
81	0.00	1.80	0.00	82	0.00	1.70	0.00
83	0.00	1.60	0.00	84	0.00	1.50	0.00
85	0.00	1.40	0.00	86	0.00	1.30	0.00
87	0.00	1.20	0.00	88	0.00	1.10	0.00
89	0.00	1.00	0.00	90	0.00	0.90	0.00
91	0.00	0.80	0.00	92	0.00	0.70	0.00
93	0.00	0.60	0.00	94	0.00	0.50	0.00
95	0.00	0.40	0.00	96	0.04	0.30	0.00
97	0.00	0.20	0.00	98	0.00	0.10	0.00
99	0.00	0.00	0.00				

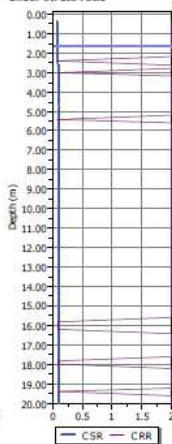
Overall potential I_L : 0.37

$I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 $I_L > 15.00$ - Liquefaction certain

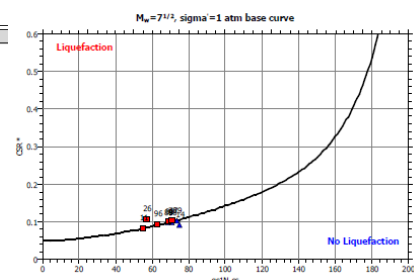
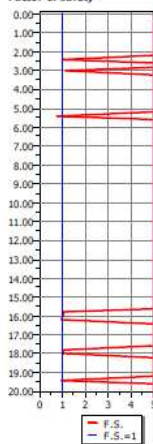
CPT data graph



Shear stress ratio



Factor of safety

Cpt 3 con fattore di sicurezza alla liquefazione F_{SL} per considerare gli strati Non liquefacibili pari a 1,2

Project title : Verifica Liquefacibilità PUA Via Fornacelle

Project subtitle : Prova Cpt 03

Input parameters and analysis data

In-situ data type:

Cone Penetration Test

Analysis type:

Deterministic

Analysis method:

Boulanger & Idriss (2004)

Fines correction method:

Boulanger & Idriss

Depth to water table:

1.70 m

Earthquake magnitude M_w :

6.14

Peak ground acceleration:

0.20 g

User defined F.S.:

1.20

This software is licensed to: Riccardo Triches

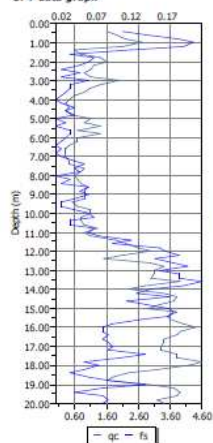
Overall liquefaction potential according to Iwasaki is:

Point ID	F	w_L	I_L	Point ID	F	w_L	I_L
1	0.00	9.80	0.00	2	0.00	9.70	0.00
3	0.00	9.60	0.00	4	0.00	9.50	0.00
5	0.00	9.40	0.00	6	0.00	9.30	0.00
7	0.00	9.20	0.00	8	0.00	9.10	0.00
9	0.00	9.00	0.00	10	0.00	8.90	0.00
11	0.18	8.80	0.31	12	0.00	8.70	0.00
13	0.00	8.60	0.00	14	0.04	8.50	0.06
15	0.00	8.40	0.00	16	0.00	8.30	0.00
17	0.00	8.20	0.00	18	0.00	8.10	0.00
19	0.00	8.00	0.00	20	0.00	7.90	0.00
21	0.00	7.80	0.00	22	0.00	7.70	0.00
23	0.00	7.60	0.00	24	0.00	7.50	0.00
25	0.00	7.40	0.00	26	0.35	7.30	0.51
27	0.00	7.20	0.00	28	0.00	7.10	0.00
29	0.00	7.00	0.00	30	0.00	6.90	0.00
31	0.00	6.80	0.00	32	0.00	6.70	0.00
33	0.00	6.60	0.00	34	0.00	6.50	0.00
35	0.00	6.40	0.00	36	0.00	6.30	0.00
37	0.00	6.20	0.00	38	0.00	6.10	0.00
39	0.00	6.00	0.00	40	0.00	5.90	0.00
41	0.00	5.80	0.00	42	0.00	5.70	0.00
43	0.00	5.60	0.00	44	0.00	5.50	0.00
45	0.00	5.40	0.00	46	0.00	5.30	0.00
47	0.00	5.20	0.00	48	0.00	5.10	0.00
49	0.00	5.00	0.00	50	0.00	4.90	0.00
51	0.00	4.80	0.00	52	0.00	4.70	0.00
53	0.00	4.60	0.00	54	0.00	4.50	0.00
55	0.00	4.40	0.00	56	0.00	4.30	0.00
57	0.00	4.20	0.00	58	0.00	4.10	0.00
59	0.00	4.00	0.00	60	0.00	3.90	0.00
61	0.00	3.80	0.00	62	0.00	3.70	0.00
63	0.00	3.60	0.00	64	0.00	3.50	0.00
65	0.00	3.40	0.00	66	0.00	3.30	0.00
67	0.00	3.20	0.00	68	0.00	3.10	0.00
69	0.00	3.00	0.00	70	0.00	2.90	0.00
71	0.00	2.80	0.00	72	0.00	2.70	0.00
73	0.00	2.60	0.00	74	0.00	2.50	0.00
75	0.00	2.40	0.00	76	0.00	2.30	0.00
77	0.00	2.20	0.00	78	0.18	2.10	0.06
79	0.15	2.00	0.06	80	0.20	1.90	0.07
81	0.00	1.80	0.00	82	0.00	1.70	0.00
83	0.00	1.60	0.00	84	0.00	1.50	0.00
85	0.00	1.40	0.00	86	0.00	1.30	0.00
87	0.00	1.20	0.00	88	0.15	1.10	0.03
89	0.17	1.00	0.03	90	0.00	0.90	0.00
91	0.00	0.80	0.00	92	0.00	0.70	0.00
93	0.00	0.60	0.00	94	0.00	0.50	0.00
95	0.00	0.40	0.00	96	0.20	0.30	0.01
97	0.00	0.20	0.00	98	0.00	0.10	0.00
99	0.00	0.00	0.00				

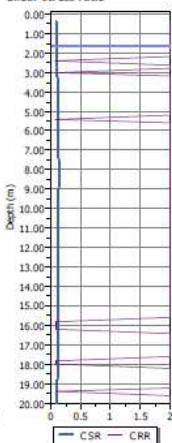
Overall potential I_L : 1.17

$I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 $I_L > 15.00$ - Liquefaction certain

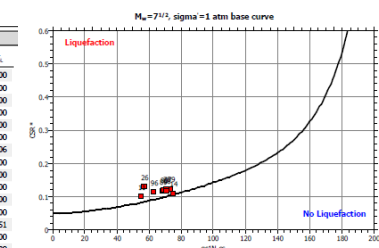
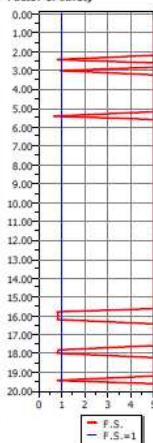
CPT data graph



Shear stress ratio



Factor of safety



Cpt 4 con fattore di sicurezza alla liquefazione F_{SL} per considerare gli strati Non liquefacibili pari a 1,0

Project title : Verifica Liquefacibilità PUA Via Fornacelle

Project subtitle : prova Cpt 04

Input parameters and analysis data

In-situ data type: Cone Penetration Test
 Analysis type: Deterministic
 Analysis method: Boulanger & Idriss (2004)
 Fines correction method: Boulanger & Idriss

Depth to water table: 2.00 m
 Earthquake magnitude M_w : 6.14
 Peak ground acceleration: 0.20 g
 User defined $F.S.$: 1.00

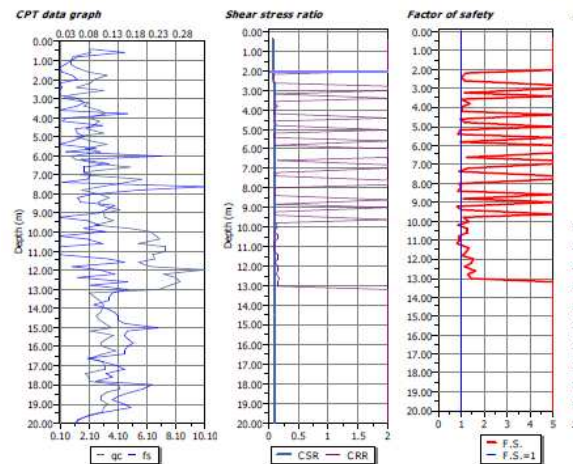
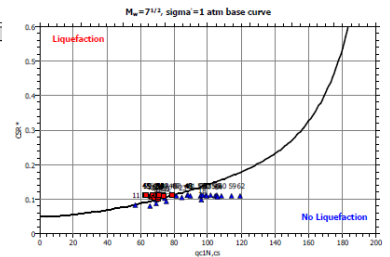
This software is licensed to : Riccardo Triches

(i) Overall liquefaction potential according to Iwasaki (i)

Point ID	F	w_L	I_L	Point ID	F	w_L	I_L
1	0.00	9.80	0.00	2	0.00	9.70	0.00
3	0.00	9.60	0.00	4	0.00	9.50	0.00
5	0.00	9.40	0.00	6	0.00	9.30	0.00
7	0.00	9.20	0.00	8	0.00	9.10	0.00
9	0.00	9.00	0.00	10	0.00	8.90	0.00
11	0.00	8.80	0.00	12	0.00	8.70	0.00
13	0.00	8.60	0.00	14	0.00	8.50	0.00
15	0.00	8.40	0.00	16	0.00	8.30	0.00
17	0.00	8.20	0.00	18	0.00	8.10	0.00
19	0.01	8.00	0.02	20	0.00	7.90	0.00
21	0.00	7.80	0.00	22	0.07	7.70	0.11
23	0.00	7.60	0.00	24	0.00	7.50	0.00
25	0.07	7.40	0.10	26	0.12	7.30	0.17
27	0.00	7.20	0.00	28	0.05	7.10	0.06
29	0.00	7.00	0.00	30	0.00	6.90	0.00
31	0.00	6.80	0.00	32	0.00	6.70	0.00
33	0.00	6.60	0.00	34	0.00	6.50	0.00
35	0.00	6.40	0.00	36	0.10	6.30	0.13
37	0.00	6.20	0.00	38	0.00	6.10	0.00
39	0.08	6.00	0.09	40	0.02	5.90	0.02
41	0.11	5.80	0.14	42	0.00	5.70	0.00
43	0.00	5.60	0.00	44	0.00	5.50	0.00
45	0.19	5.40	0.21	46	0.00	5.30	0.00
47	0.00	5.20	0.00	48	0.00	5.10	0.00
49	0.00	5.00	0.00	50	0.14	4.90	0.14
51	0.00	4.80	0.00	52	0.00	4.70	0.00
53	0.09	4.60	0.08	54	0.10	4.50	0.09
55	0.17	4.40	0.15	56	0.00	4.30	0.00
57	0.00	4.20	0.00	58	0.00	4.10	0.00
59	0.00	4.00	0.00	60	0.00	3.90	0.00
61	0.00	3.80	0.00	62	0.00	3.70	0.00
63	0.00	3.60	0.00	64	0.00	3.50	0.00
65	0.00	3.40	0.00	66	0.00	3.30	0.00
67	0.00	3.20	0.00	68	0.00	3.10	0.00
69	0.00	3.00	0.00	70	0.00	2.90	0.00
71	0.00	2.80	0.00	72	0.00	2.70	0.00
73	0.00	2.60	0.00	74	0.00	2.50	0.00
75	0.00	2.40	0.00	76	0.00	2.30	0.00
77	0.00	2.20	0.00	78	0.00	2.10	0.00
79	0.00	2.00	0.00	80	0.00	1.90	0.00
81	0.00	1.80	0.00	82	0.00	1.70	0.00
83	0.00	1.60	0.00	84	0.00	1.50	0.00
85	0.00	1.40	0.00	86	0.00	1.30	0.00
87	0.00	1.20	0.00	88	0.00	1.10	0.00
89	0.00	1.00	0.00	90	0.00	0.90	0.00
91	0.00	0.80	0.00	92	0.00	0.70	0.00
93	0.00	0.60	0.00	94	0.00	0.50	0.00
95	0.00	0.40	0.00	96	0.00	0.30	0.00
97	0.00	0.20	0.00	98	0.00	0.10	0.00
99	0.00	0.00	0.00				

Overall potential I_L : 1.53

$I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 $I_L > 15.00$ - Liquefaction certain



Cpt 4 con fattore di sicurezza alla liquefazione F_{SL} per considerare gli strati Non liquefacibili pari a 1,2

Project title : Verifica Liquefacibilità PUA Via Fornacelle

Project subtitle : prova Cpt 04

Input parameters and analysis data

In-situ data type: Cone Penetration Test
 Analysis type: Deterministic
 Analysis method: Boulanger & Idriss (2004)
 Fines correction method: Boulanger & Idriss

Depth to water table: 2.00 m
 Earthquake magnitude M_w : 6.14
 Peak ground acceleration: 0.20 g
 User defined $F.S.$: 1.20

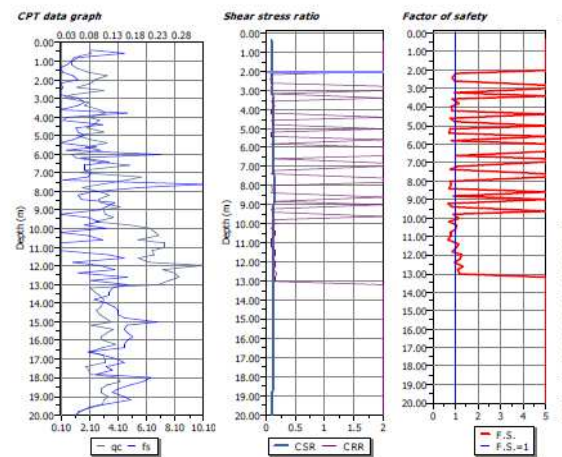
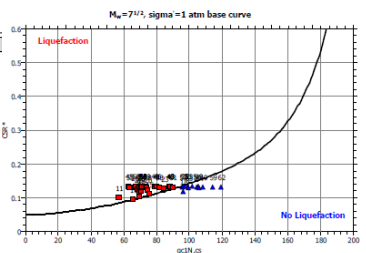
This software is licensed to : Riccardo Triches

(i) Overall liquefaction potential according to Iwasaki (i)

Point ID	F	w_L	I_L	Point ID	F	w_L	I_L
1	0.00	9.80	0.00	2	0.00	9.70	0.00
3	0.00	9.60	0.00	4	0.00	9.50	0.00
5	0.00	9.40	0.00	6	0.00	9.30	0.00
7	0.00	9.20	0.00	8	0.00	9.10	0.00
9	0.00	9.00	0.00	10	0.02	8.90	0.03
11	0.16	8.80	0.27	12	0.05	8.70	0.08
13	0.00	8.60	0.00	14	0.00	8.50	0.00
15	0.05	8.40	0.09	16	0.00	8.30	0.00
17	0.16	8.20	0.26	18	0.00	8.10	0.00
19	0.18	8.00	0.28	20	0.15	7.90	0.23
21	0.00	7.80	0.00	22	0.23	7.70	0.35
23	0.06	7.60	0.09	24	0.00	7.50	0.00
25	0.22	7.40	0.33	26	0.27	7.30	0.39
27	0.00	7.20	0.00	28	0.20	7.10	0.29
29	0.00	7.00	0.00	30	0.00	6.90	0.00
31	0.00	6.80	0.00	32	0.00	6.70	0.00
33	0.00	6.60	0.00	34	0.00	6.50	0.00
35	0.00	6.40	0.00	36	0.25	6.30	0.32
37	0.00	6.20	0.00	38	0.00	6.10	0.00
39	0.23	6.00	0.28	40	0.18	5.90	0.22
41	0.27	5.80	0.31	42	0.00	5.70	0.00
43	0.08	5.60	0.09	44	0.00	5.50	0.00
45	0.33	5.40	0.35	46	0.16	5.30	0.17
47	0.00	5.20	0.00	48	0.08	5.10	0.08
49	0.00	5.00	0.00	50	0.28	4.90	0.28
51	0.00	4.80	0.00	52	0.00	4.70	0.00
53	0.24	4.60	0.22	54	0.25	4.50	0.22
55	0.31	4.40	0.27	56	0.00	4.30	0.00
57	0.00	4.20	0.00	58	0.14	4.10	0.11
59	0.00	4.00	0.00	60	0.00	3.90	0.00
61	0.04	3.80	0.03	62	0.00	3.70	0.00
63	0.00	3.60	0.00	64	0.00	3.50	0.00
65	0.00	3.40	0.00	66	0.00	3.30	0.00
67	0.00	3.20	0.00	68	0.00	3.10	0.00
69	0.00	3.00	0.00	70	0.00	2.90	0.00
71	0.00	2.80	0.00	72	0.00	2.70	0.00
73	0.00	2.60	0.00	74	0.00	2.50	0.00
75	0.00	2.40	0.00	76	0.00	2.30	0.00
77	0.00	2.20	0.00	78	0.00	2.10	0.00
79	0.00	2.00	0.00	80	0.00	1.90	0.00
81	0.00	1.80	0.00	82	0.00	1.70	0.00
83	0.00	1.60	0.00	84	0.00	1.50	0.00
85	0.00	1.40	0.00	86	0.00	1.30	0.00
87	0.00	1.20	0.00	88	0.00	1.10	0.00
89	0.00	1.00	0.00	90	0.00	0.90	0.00
91	0.00	0.80	0.00	92	0.00	0.70	0.00
93	0.00	0.60	0.00	94	0.00	0.50	0.00
95	0.00	0.40	0.00	96	0.00	0.30	0.00
97	0.00	0.20	0.00	98	0.00	0.10	0.00
99	0.00	0.00	0.00				

Overall potential I_L : 5.66

$I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 $I_L > 15.00$ - Liquefaction certain



Cpt 5 con fattore di sicurezza alla liquefazione F_{SL} per considerare gli strati Non liquefacibili pari a 1,0

Project title : Verifica Liquefacibilità PUA Via Fornacelle

Project subtitle : Prova Cpt 05

Input parameters and analysis data

In-situ data type: Cone Penetration Test
 Analysis type: Deterministic
 Analysis method: Boulanger & Idriss (2004)
 Fines correction method: Boulanger & Idriss

Depth to water table: 2.00 m
 Earthquake magnitude M_w : 6.14
 Peak ground acceleration: 0.20 g
 User defined F.S.: 1.00

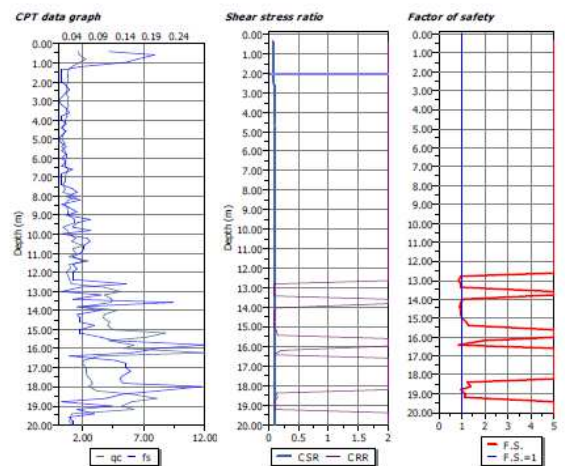
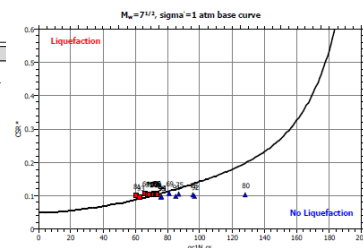
This software is licensed to : Riccardo Triches

Overall liquefaction potential according to Iwasaki :

Point ID	F	w_L	I_L	Point ID	F	w_L	I_L
1	0.00	9.80	0.00	2	0.00	9.70	0.00
3	0.00	9.60	0.00	4	0.00	9.50	0.00
5	0.00	9.40	0.00	6	0.00	9.30	0.00
7	0.00	9.20	0.00	8	0.00	9.10	0.00
9	0.00	9.00	0.00	10	0.00	8.90	0.00
11	0.00	8.80	0.00	12	0.00	8.70	0.00
13	0.00	8.60	0.00	14	0.00	8.50	0.00
15	0.00	8.40	0.00	16	0.00	8.30	0.00
17	0.00	8.20	0.00	18	0.00	8.10	0.00
19	0.00	8.00	0.00	20	0.00	7.90	0.00
21	0.00	7.80	0.00	22	0.00	7.70	0.00
23	0.00	7.60	0.00	24	0.00	7.50	0.00
25	0.00	7.40	0.00	26	0.00	7.30	0.00
27	0.00	7.20	0.00	28	0.00	7.10	0.00
29	0.00	7.00	0.00	30	0.00	6.90	0.00
31	0.00	6.80	0.00	32	0.00	6.70	0.00
33	0.00	6.60	0.00	34	0.00	6.50	0.00
35	0.00	6.40	0.00	36	0.00	6.30	0.00
37	0.00	6.20	0.00	38	0.00	6.10	0.00
39	0.00	6.00	0.00	40	0.00	5.90	0.00
41	0.00	5.80	0.00	42	0.00	5.70	0.00
43	0.00	5.60	0.00	44	0.00	5.50	0.00
45	0.00	5.40	0.00	46	0.00	5.30	0.00
47	0.00	5.20	0.00	48	0.00	5.10	0.00
49	0.00	5.00	0.00	50	0.00	4.90	0.00
51	0.00	4.80	0.00	52	0.00	4.70	0.00
53	0.00	4.60	0.00	54	0.00	4.50	0.00
55	0.00	4.40	0.00	56	0.00	4.30	0.00
57	0.00	4.20	0.00	58	0.00	4.10	0.00
59	0.00	4.00	0.00	60	0.00	3.90	0.00
61	0.00	3.80	0.00	62	0.00	3.70	0.00
63	0.06	3.60	0.05	64	0.12	3.50	0.09
65	0.05	3.40	0.03	66	0.04	3.30	0.02
67	0.00	3.20	0.00	68	0.00	3.10	0.00
69	0.00	3.00	0.00	70	0.07	2.90	0.04
71	0.08	2.80	0.04	72	0.03	2.70	0.02
73	0.03	2.60	0.02	74	0.00	2.50	0.00
75	0.00	2.40	0.00	76	0.00	2.30	0.00
77	0.00	2.20	0.00	78	0.00	2.10	0.00
79	0.00	2.00	0.00	80	0.00	1.90	0.00
81	0.12	1.80	0.04	82	0.00	1.70	0.00
83	0.00	1.60	0.00	84	0.00	1.50	0.00
85	0.00	1.40	0.00	86	0.00	1.30	0.00
87	0.00	1.20	0.00	88	0.00	1.10	0.00
89	0.00	1.00	0.00	90	0.00	0.90	0.00
91	0.00	0.80	0.00	92	0.00	0.70	0.00
93	0.06	0.60	0.01	94	0.00	0.50	0.00
95	0.00	0.40	0.00	96	0.00	0.30	0.00
97	0.00	0.20	0.00	98	0.00	0.10	0.00
99	0.00	0.00	0.00				

Overall potential I_L : 0.36

$I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 $I_L > 15.00$ - Liquefaction certain

Cpt 5 con fattore di sicurezza alla liquefazione F_{SL} per considerare gli strati Non liquefacibili pari a 1,2

Project title : Verifica Liquefacibilità PUA Via Fornacelle

Project subtitle : Prova Cpt 05

Input parameters and analysis data

In-situ data type: Cone Penetration Test
 Analysis type: Deterministic
 Analysis method: Boulanger & Idriss (2004)
 Fines correction method: Boulanger & Idriss

Depth to water table: 2.00 m
 Earthquake magnitude M_w : 6.14
 Peak ground acceleration: 0.20 g
 User defined F.S.: 1.20

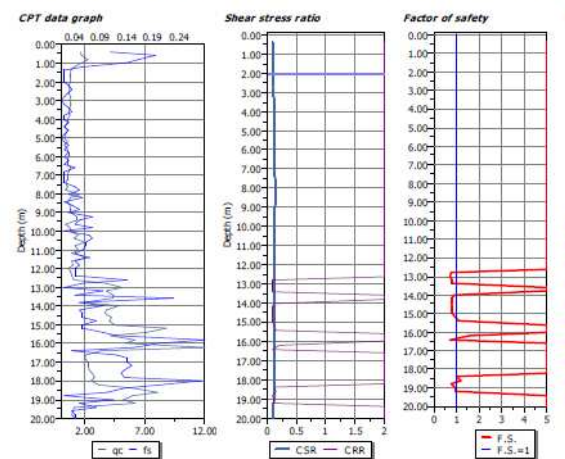
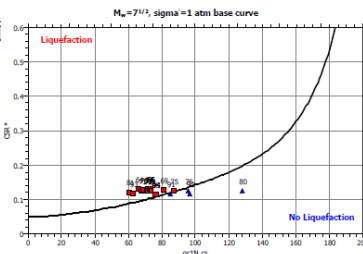
This software is licensed to : Riccardo Triches

Overall liquefaction potential according to Iwasaki :

Point ID	F	w_L	I_L	Point ID	F	w_L	I_L
1	0.00	9.80	0.00	2	0.00	9.70	0.00
3	0.00	9.60	0.00	4	0.00	9.50	0.00
5	0.00	9.40	0.00	6	0.00	9.30	0.00
7	0.00	9.20	0.00	8	0.00	9.10	0.00
9	0.00	9.00	0.00	10	0.00	8.90	0.00
11	0.00	8.80	0.00	12	0.00	8.70	0.00
13	0.00	8.60	0.00	14	0.00	8.50	0.00
15	0.00	8.40	0.00	16	0.00	8.30	0.00
17	0.00	8.20	0.00	18	0.00	8.10	0.00
19	0.00	8.00	0.00	20	0.00	7.90	0.00
21	0.00	7.80	0.00	22	0.00	7.70	0.00
23	0.00	7.60	0.00	24	0.00	7.50	0.00
25	0.00	7.40	0.00	26	0.00	7.30	0.00
27	0.00	7.20	0.00	28	0.00	7.10	0.00
29	0.00	7.00	0.00	30	0.00	6.90	0.00
31	0.00	6.80	0.00	32	0.00	6.70	0.00
33	0.00	6.60	0.00	34	0.00	6.50	0.00
35	0.00	6.40	0.00	36	0.00	6.30	0.00
37	0.00	6.20	0.00	38	0.00	6.10	0.00
39	0.00	6.00	0.00	40	0.00	5.90	0.00
41	0.00	5.80	0.00	42	0.00	5.70	0.00
43	0.00	5.60	0.00	44	0.00	5.50	0.00
45	0.00	5.40	0.00	46	0.00	5.30	0.00
47	0.00	5.20	0.00	48	0.00	5.10	0.00
49	0.00	5.00	0.00	50	0.00	4.90	0.00
51	0.00	4.80	0.00	52	0.00	4.70	0.00
53	0.00	4.60	0.00	54	0.00	4.50	0.00
55	0.00	4.40	0.00	56	0.00	4.30	0.00
57	0.00	4.20	0.00	58	0.00	4.10	0.00
59	0.00	4.00	0.00	60	0.00	3.90	0.00
61	0.00	3.80	0.00	62	0.00	3.70	0.00
63	0.22	3.60	0.16	64	0.27	3.50	0.19
65	0.20	3.40	0.14	66	0.20	3.30	0.13
67	0.00	3.20	0.00	68	0.00	3.10	0.00
69	0.11	3.00	0.07	70	0.23	2.90	0.13
71	0.23	2.80	0.13	72	0.19	2.70	0.10
73	0.19	2.60	0.10	74	0.17	2.50	0.08
75	0.03	2.40	0.01	76	0.00	2.30	0.00
77	0.00	2.20	0.00	78	0.00	2.10	0.00
79	0.00	2.00	0.00	80	0.00	1.90	0.00
81	0.27	1.80	0.10	82	0.00	1.70	0.00
83	0.00	1.60	0.00	84	0.00	1.50	0.00
85	0.00	1.40	0.00	86	0.00	1.30	0.00
87	0.00	1.20	0.00	88	0.00	1.10	0.00
89	0.00	1.00	0.00	90	0.00	0.90	0.00
91	0.00	0.80	0.00	92	0.00	0.70	0.00
93	0.22	0.60	0.01	94	0.06	0.50	0.01
95	0.07	0.40	0.01	96	0.00	0.30	0.00
97	0.00	0.20	0.00	98	0.00	0.10	0.00
99	0.00	0.00	0.00				

Overall potential I_L : 1.38

$I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 $I_L > 15.00$ - Liquefaction certain



Cpt 6 con fattore di sicurezza alla liquefazione F_{SL} per considerare gli strati Non liquefacibili pari a 1,0

Project title : Verifica Liquefacibilità PUA Via Fornacelle

Project subtitle : Prova Cpt 06

Input parameters and analysis data

In-situ data type: Cone Penetration Test
 Analysis type: Deterministic
 Analysis method: Boulanger & Idriss (2004)
 Fines correction method: Boulanger & Idriss

Depth to water table: 2.50 m
 Earthquake magnitude M_w : 6.14
 Peak ground acceleration: 0.20 g
 User defined $F.S.$: 1.00

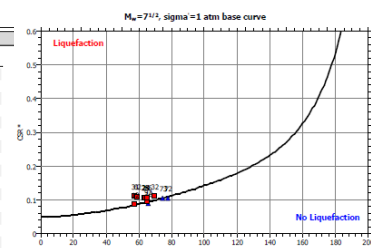
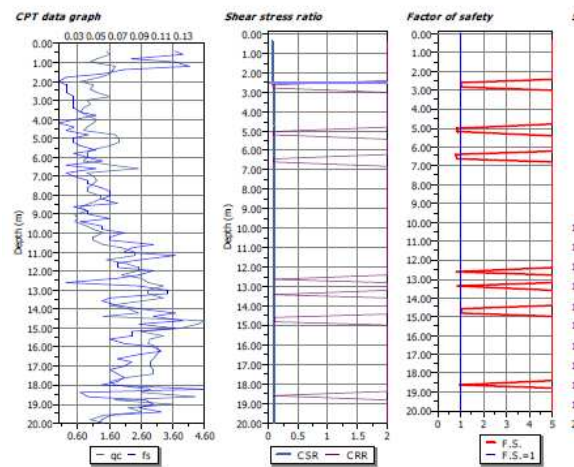
This software is licensed to : Riccardo Triche

Overall liquefaction potential according to Iwasaki :

Point ID	F	w_L	I_L	Point ID	F	w_L	I_L
1	0.00	9.80	0.00	2	0.00	9.70	0.00
3	0.00	9.60	0.00	4	0.00	9.50	0.00
5	0.00	9.40	0.00	6	0.00	9.30	0.00
7	0.00	9.20	0.00	8	0.00	9.10	0.00
9	0.00	9.00	0.00	10	0.00	8.90	0.00
11	0.00	8.80	0.00	12	0.02	8.70	0.03
13	0.00	8.60	0.00	14	0.00	8.50	0.00
15	0.00	8.40	0.00	16	0.00	8.30	0.00
17	0.00	8.20	0.00	18	0.00	8.10	0.00
19	0.00	8.00	0.00	20	0.00	7.90	0.00
21	0.00	7.80	0.00	22	0.00	7.70	0.00
23	0.00	7.60	0.00	24	0.14	7.50	0.20
25	0.15	7.40	0.22	26	0.00	7.30	0.00
27	0.00	7.20	0.00	28	0.00	7.10	0.00
29	0.00	7.00	0.00	30	0.00	6.90	0.00
31	0.23	6.80	0.32	32	0.12	6.70	0.16
33	0.00	6.60	0.00	34	0.00	6.50	0.00
35	0.00	6.40	0.00	36	0.00	6.30	0.00
37	0.00	6.20	0.00	38	0.00	6.10	0.00
39	0.00	6.00	0.00	40	0.00	5.90	0.00
41	0.00	5.80	0.00	42	0.00	5.70	0.00
43	0.00	5.60	0.00	44	0.00	5.50	0.00
45	0.00	5.40	0.00	46	0.00	5.30	0.00
47	0.00	5.20	0.00	48	0.00	5.10	0.00
49	0.00	5.00	0.00	50	0.00	4.90	0.00
51	0.00	4.80	0.00	52	0.00	4.70	0.00
53	0.00	4.60	0.00	54	0.00	4.50	0.00
55	0.00	4.40	0.00	56	0.00	4.30	0.00
57	0.00	4.20	0.00	58	0.00	4.10	0.00
59	0.00	4.00	0.00	60	0.00	3.90	0.00
61	0.00	3.80	0.00	62	0.20	3.70	0.15
63	0.00	3.60	0.00	64	0.00	3.50	0.00
65	0.00	3.40	0.00	66	0.13	3.30	0.08
67	0.00	3.20	0.00	68	0.00	3.10	0.00
69	0.00	3.00	0.00	70	0.00	2.90	0.00
71	0.00	2.80	0.00	72	0.00	2.70	0.00
73	0.00	2.60	0.00	74	0.00	2.50	0.00
75	0.00	2.40	0.00	76	0.00	2.30	0.00
77	0.00	2.20	0.00	78	0.00	2.10	0.00
79	0.00	2.00	0.00	80	0.00	1.90	0.00
81	0.00	1.80	0.00	82	0.00	1.70	0.00
83	0.00	1.60	0.00	84	0.00	1.50	0.00
85	0.00	1.40	0.00	86	0.00	1.30	0.00
87	0.00	1.20	0.00	88	0.00	1.10	0.00
89	0.00	1.00	0.00	90	0.00	0.90	0.00
91	0.00	0.80	0.00	92	0.03	0.70	0.00
93	0.00	0.60	0.00	94	0.00	0.50	0.00
95	0.00	0.40	0.00	96	0.00	0.30	0.00
97	0.00	0.20	0.00	98	0.00	0.10	0.00
99	0.00	0.00	0.00				

Overall potential I_L : 1.17

$I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 $I_L > 15.00$ - Liquefaction certain

Cpt 6 con fattore di sicurezza alla liquefazione F_{SL} per considerare gli strati Non liquefacibili pari a 1,2

Project title : Verifica Liquefacibilità PUA Via Fornacelle

Project subtitle : Prova Cpt 06

Input parameters and analysis data

In-situ data type: Cone Penetration Test
 Analysis type: Deterministic
 Analysis method: Boulanger & Idriss (2004)
 Fines correction method: Boulanger & Idriss

Depth to water table: 2.50 m
 Earthquake magnitude M_w : 6.14
 Peak ground acceleration: 0.20 g
 User defined $F.S.$: 1.20

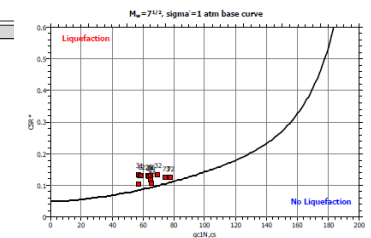
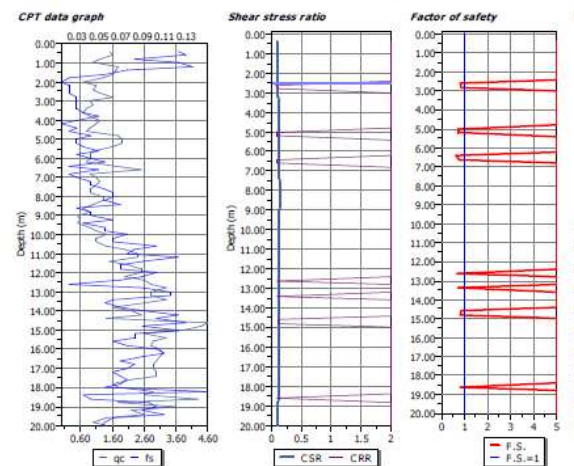
This software is licensed to : Riccardo Triche

Overall liquefaction potential according to Iwasaki :

Point ID	F	w_L	I_L	Point ID	F	w_L	I_L
1	0.00	9.80	0.00	2	0.00	9.70	0.00
3	0.00	9.60	0.00	4	0.00	9.50	0.00
5	0.00	9.40	0.00	6	0.00	9.30	0.00
7	0.00	9.20	0.00	8	0.00	9.10	0.00
9	0.00	9.00	0.00	10	0.00	8.90	0.00
11	0.00	8.80	0.00	12	0.18	8.70	0.32
13	0.12	8.60	0.20	14	0.00	8.50	0.00
15	0.00	8.40	0.00	16	0.00	8.30	0.00
17	0.00	8.20	0.00	18	0.00	8.10	0.00
19	0.00	8.00	0.00	20	0.00	7.90	0.00
21	0.00	7.80	0.00	22	0.00	7.70	0.00
23	0.00	7.60	0.00	24	0.28	7.50	0.42
25	0.29	7.40	0.43	26	0.00	7.30	0.00
27	0.00	7.20	0.00	28	0.00	7.10	0.00
29	0.00	7.00	0.00	30	0.00	6.90	0.00
31	0.36	6.80	0.49	32	0.26	6.70	0.35
33	0.00	6.60	0.00	34	0.00	6.50	0.00
35	0.00	6.40	0.00	36	0.00	6.30	0.00
37	0.00	6.20	0.00	38	0.00	6.10	0.00
39	0.00	6.00	0.00	40	0.00	5.90	0.00
41	0.00	5.80	0.00	42	0.00	5.70	0.00
43	0.00	5.60	0.00	44	0.00	5.50	0.00
45	0.00	5.40	0.00	46	0.00	5.30	0.00
47	0.00	5.20	0.00	48	0.00	5.10	0.00
49	0.00	5.00	0.00	50	0.00	4.90	0.00
51	0.00	4.80	0.00	52	0.00	4.70	0.00
53	0.00	4.60	0.00	54	0.00	4.50	0.00
55	0.00	4.40	0.00	56	0.00	4.30	0.00
57	0.00	4.20	0.00	58	0.00	4.10	0.00
59	0.00	4.00	0.00	60	0.00	3.90	0.00
61	0.00	3.80	0.00	62	0.34	3.70	0.25
63	0.00	3.60	0.00	64	0.00	3.50	0.00
65	0.00	3.40	0.00	66	0.27	3.30	0.18
67	0.00	3.20	0.00	68	0.00	3.10	0.00
69	0.00	3.00	0.00	70	0.00	2.90	0.00
71	0.00	2.80	0.00	72	0.13	2.70	0.07
73	0.17	2.60	0.09	74	0.00	2.50	0.00
75	0.00	2.40	0.00	76	0.00	2.30	0.00
77	0.00	2.20	0.00	78	0.00	2.10	0.00
79	0.00	2.00	0.00	80	0.00	1.90	0.00
81	0.00	1.80	0.00	82	0.00	1.70	0.00
83	0.00	1.60	0.00	84	0.00	1.50	0.00
85	0.00	1.40	0.00	86	0.00	1.30	0.00
87	0.00	1.20	0.00	88	0.00	1.10	0.00
89	0.00	1.00	0.00	90	0.00	0.90	0.00
91	0.00	0.80	0.00	92	0.13	0.70	0.03
93	0.00	0.60	0.00	94	0.00	0.50	0.00
95	0.00	0.40	0.00	96	0.00	0.30	0.00
97	0.00	0.20	0.00	98	0.00	0.10	0.00
99	0.00	0.00	0.00				

Overall potential I_L : 2.83

$I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 $I_L > 15.00$ - Liquefaction certain



Da quanto sopra sono stati ottenuti i risultati sotto esposti, suddividendo ogni verticale cpt, in strati da 20 cm ciascuno e per ognuno eseguita verifica a liquefacibilità secondo quanto descritto in precedenza:

Tab.1 : Ipotesi assumendo come valore di soglia per considerare lo strato non liquefacibile $F_{SL} > 1.0$

verticale n.	N totale verificati	n. strati Con $F_{SL} < 1$	Range valori con $F_{SL} < 1$	Profondità strato con $F_{SL} < 1$ (m da pc)	spessore max	Spessore max livello con $F_s < 1$ (m)	Valore tot. I_L della verticale cpt
Cpt1	70	10	0.85/0.98	3.8 4.4 8.2 9.4 11.8 12.6 14	0.2 0.2 0.4 0.2 0.2 0.2 0.6	0.6	1.08
Cpt2	71	7	0.81/0.94	12.2 12.8 14.2 14.6	0.4 0.8 0.2 0.2	0.8	0.64
Cpt3	99	5	0.78/0.99	2.4 5.4 15.8 16.2 19.4	0.2 0.2 0.2 0.2 0.2	0.2	0.37
Cpt4	99	14	0.81/0.99	4.0 4.6 5.2 5.8 7.4 8.0 9.2 10.2 10.8	0.2 0.2 0.4 0.2 0.2 0.6 0.2 0.2 0.6	0.6	1.53
Cpt5	99	11	0.88/1.00	12.8 14.2 16.4 18.8	0.8 1.0 0.2 0.2	1.0	0.36
Cpt6	99	8	0.77/0.98	2.6 5.0 6.4 12.6 13.4 18.6	0.2 0.4 0.4 0.2 0.2 0.2	0.4/	1.17

Tab. 2 : Ipotesi assumendo come valore di soglia per considerare lo strato non liquefacibile $F_{SL} > 1.2$ (Del G. R. 630/19 all. A3)

verticale n.	N totale verificati	n. strati Con $F_{SL} < 1.2$	Range valori con $F_{SL} < 1.2$	Profondità strato con $F_{SL} < 1.2$ (m da pc)	spessore max	Spessore max livello con $F_s < 1.2$ (m)	Valore tot. I_L della verticale cpt
Cpt1	70	18	0.64/0.96	3.0 3.8 4.2 5.2 6.4 8.2 9.4 11.8 12.6 13.6 14	0.2 0.2 0.4 0.2 0.6 0.4 0.4 0.2 0.2 0.2 0.6	0.6	3.62
Cpt2	71	8	0.67/0.83	12.2 12.8 14.2 14.6	0.4 0.8 0.2 0.2	0.8	1.44
Cpt3	99	9	0.65/0.96	2.4 3.0 5.4 15.8 17.8 19.4	0.2 0.2 0.2 0.6 0.4 0.2	0.6	1.17
Cpt4	99	26	0.67/0.98	2.2 3.2 3.6 4.0 4.6 5.2 5.8 7.4 8.0 8.8 9.2 9.8 10.2 10.8 11.8 12.4	0.6 0.2 0.2 0.4 0.4 0.4 0.2 0.2 0.6 0.2 0.4 0.2 0.2 0.6 0.2 0.2	0.6	5.66
Cpt5	99	15	0.73/0.94	12.8 14.0 16.4 18.8	0.8 1.4 0.2 0.6	1.4	1.38
Cpt6	99	10	0.64/0.88	2.6 5.0 6.4 12.6 13.4 14.6 18.6	0.4 0.4 0.4 0.2 0.2 0.4 0.2	0.4	2.83

Tab. 1: Dalle verifiche sopra esposte, si evince che, nel caso si imponga come valore limite di soglia $F_{SL} > 1.0$, al di sopra del quale è ipotizzabile NON avvenga liquefazione, in tutte le verticali Cpt eseguite, sono comunque presenti strati con $F_s < 1$, però a profondità differenziate (cioè non si notano livelli spessi e continui corrispondenti alle stesse profondità, sulle tutte le prove analizzate).

Seppur anche in forma di lenti, ed a spessore ridotto si rilevano comunque diversi strati con $F_{SL} < 1$ a varie profondità anche di 18-19 m (cpt 3-5-6).

Lo spessore di strati liquefacibili consecutivi, che quindi generano un livello a spessore max, nelle prove 1-3-4-6 è contenuto fra 0,2 e 0,6 m, mentre nelle verticali 2 e 5, raggiunge valori di 0,8/1,0 m.

Il valore del indice di liquefacibilità I_L risulta in 3 cpt (Cpt 2-3 e 5) è contenuto con valori < 1 , mentre nelle altre verticali (Cpt 1-4-e 6) presenta valori variabili fra 1.08/1.53.

Il valore del rischio di suscettibilità alla liquefacibilità secondo I_L e le tabelle di Iwasaki/Sonmez risulterebbe quindi sempre < 2 (Classe di Rischio basso).

Tab. 2: Se si analizza quanto in tab. 2, si evince che, nel caso si imponga come valore limite di soglia $F_{SL} > 1.2$, al di sopra del quale è ipotizzabile NON avvenga liquefazione, il n° degli strati che presentano possibile suscettività alla liquefazione, aumentano del 20-80%.

Anche in questa simulazione in tutte le verticali Cpt eseguite, sono presenti strati con $F_s < 1.2$ a profondità differenziate (cioè non si notano livelli spessi e continui corrispondenti alle stesse profondità, sulle diverse prove analizzate).

Anche in questa simulazione, sono presenti in forma di lenti, strati con $F_{SL} < 1.2$, a varie profondità, ma con singoli spessori incrementati rispetto a quanto in Tab1.

Lo spessore di strati liquefacibili consecutivi, che quindi generano un livello a spessore max, in questa simulazione ovviamente è infatti tendenzialmente in aumento e nelle verticali 2 e 5, raggiunge spessori di 0,8/1,4 m.

Il valore del indice di liquefacibilità I_L , anche in questo caso è ovviamente incrementato, risultando sempre > 1 , con valori massimi variabili fra 2.83÷5.66, riscontrati nelle verticali Cpt 1-4-e 6.

Il valore del "Rischio di suscettibilità alla liquefacibilità" secondo le tabelle di Iwasaki/Sonmez, per questa simulazione risulta quindi in alcune verticali cpt compreso fra $2 < I_L < 5$, (Classe di Rischio basso o moderato [Sonmez]), mentre con 1 verticale (Cpt 4) che evidenzia $I_L > 5$, (classe di Rischio elevato sia secondo Iwasaki sia secondo Sonmez) .

Si segnala che la verifica a liquefazione suddetta è stata eseguita imponendo come dato di input per la magnitudo, quella indicata come max, per zona sismogenetica in esame, cioè $M=6.14$.

Si ricorda in ogni caso ed a maggior chiarezza che **comunque**, dalle analisi eseguite non pare esistere la possibilità di indicazione di un potenziale ed esteso fenomeno di liquefazione su tutta l'area, per la presenza di strato sabbioso saturo e continuo alla stessa profondità, ma si rinvencono in genere strati lenticolari e non continui lateralmente; costituiti da limi-sabbiosi o sabbioso limose inglobate in livelli a comportamento coesivo.

Questo aspetto non necessariamente produce sempre perdita di funzionalità o collasso delle strutture interagenti con il terreno.

Quindi nel caso che le valutazioni strutturali del progettista in accordo con committente, ritengano eventuali cedimenti posti-sismici derivanti dalla possibilità di liquefazione delle lenti granulari dei livelli sopra evidenziati, non compatibili con le caratteristiche della struttura o delle fondazioni da realizzare, è possibile prevedere interventi (es. pali in ghiaia) di mitigazione del fenomeno di liquefazione nell'area investigata o altri sistemi che consentano la dissipazione delle pressioni interstiziali in caso di eventi sismici, oppure prevedere fondazioni profonde adeguatamente progettate, che valutino e tengano in conto la riduzione della capacità portante e gli incrementi delle sollecitazioni sui pali stessi, connessi al fenomeno della liquefazione.

Infatti è SEMPRE consigliabile valutare la stima degli effetti indotti sull'opera in analisi, prima di prevedere o procedere con costosi interventi di miglioramento o consolidamento dei terreni.

Quando un fenomeno di liquefazione è avvenuto o previsto, possono **eventualmente** verificarsi riduzioni di capacità portante e cedimenti, a seconda di diversi parametri, tra cui:

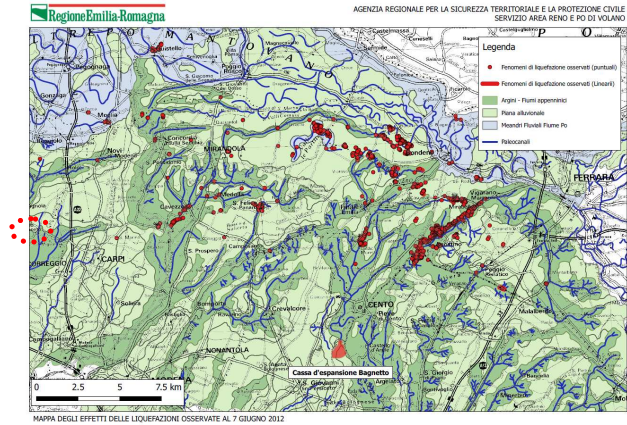
caratteri peculiari

1. spessore ed estensione (continuità) dello strato liquefatto
2. spessore di materiale non soggetto a liquefazione che ricopre quello liquefatto,
3. pendenza del terreno,
4. eventuale prossimità dello strato liquefatto alla superficie libera

A scopo informativo, si segnala che durante l'ultima crisi sismica padana del 2012, nelle immediate vicinanze della località in analisi "Fosdondo di Correggio" non sono stati segnalati/registrati importanti fenomeni di liquefazione e/o fenomeni di fuoriuscita di sabbie dal sottosuolo, come illustrato dalla figura sotto allegata estratta da: Liquefaction effects observed in occasion of the 2012 May 20 earthquake in Emilian Plain (L. Martelli Serv. Geologico RER - 7th Congress Euregeo BO 12/15 June 2012).

Punti con effetti liquefazione rilevati in superficie durante sisma 2012. ●

Sito in analisi "Fosdondo di Correggio" (al bordo ovest della carta) ○



Si ritiene inoltre, a maggior chiarezza, riportare quanto indicato da NTC18 al art. 7.11.3.4.3:

“L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista”.

Conclusioni e suggerimenti

In relazione alla valutazione del carico ammissibile sui terreni, si evince che quest'ultimo è funzione del tipo di variabilità verticale e laterale, del grado di compressibilità e delle diverse sollecitazioni nei litotipi sottostanti le fondazioni, funzione delle differenti tipologie fondali e dimensioni delle stesse.

In relazione al piano d'incastro delle opere fondali, si ricorda che queste ultime devono sempre essere congruenti alle indicazioni sotto riportate:

- *Sottostare alla max profondità del gelo del terreno (pari per le nostre zone circa a 30-40 cm)*
- *Essere più profonde di zone soggette a considerevoli variazioni di volume per fluttuazioni dell'umidità, in superficie.*
- *Sottostare l'eventuale strato sovra consolidato più superficiale*

E' quindi importante che le fondazioni siano incastrate a profondità tale da non risentire delle variazioni stagionali del tenore d'umidità, perché il terreno più superficiale, a composizione essenzialmente argillosa, può essere soggetto a rigonfiamenti nella stagione autunnale invernale e disidratazione con fessurazioni in quella estiva.

Il progettista delle strutture in accordo con la committenza, potrà in fase esecutiva, verificare la congruità fra carico strutturale di progetto (Ed), cedimento Sd di progetto e quest'ultimo dovrà risultare congruente alla soglia massima tollerabile (Sc) stabilita dal progettista-committente, per soddisfare le caratteristiche prestazionali attribuite alla struttura in progetto.

La determinazione dei valori di Sd (cedimenti di progetto) e Sc (soglia massima tollerabile dei cedimenti caratteristici) negli stati Limite di Esercizio e quindi del relativo carico massimo tollerabile, sono legati alle azioni trasmesse in fondazione.

I terreni infatti subiscono (in base alle azioni trasmesse) deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa; le componenti verticali di tali spostamenti (cedimenti) assumono valori valutabili in relazione alle dimensioni fondali e devono corrispondere ai valori massimi fissati (dal progetto) per le caratteristiche prestazionali, scelte per la struttura in elevazione.

Poiché si è in presenza di un intervento di Piano Urbanistico, sarà fondamentale verificare in fase di progetto esecutivo, in base alla distribuzione dei diversi edifici previsti e quindi delle possibilità di avere carichi strutturali differenziati in ogni lotto, le entità delle verifiche SLE per ogni lotto andranno sviluppate in fase di progetto esecutivo, quando saranno note la tipologia e le dimensioni delle reali opere fondali previste.

Analogamente il valore della Resistenza del sottosuolo, in fase di progetto esecutivo e preliminarmente all'esecuzione del singolo edificio di ogni lotto, si dovranno "eventualmente" eseguire indagini geognostiche integrative (in particolare nel Lotto 1), congruenti e proporzionate "all'importanza" strutturale del singolo fabbricato, ed alla tipologia fondale che sarà adottata-scelta, per consentire al progettista di effettuare idonee verifiche nel rispetto del NTC18.

In relazione alla possibilità di esecuzione od utilizzo di pozzi idrici freatici, **si sconsiglia** l'esecuzione di **nuovi pozzi** od utilizzare opere d'emungimento esistenti, nelle vicinanze degli edifici in progetto, dato che prelevando acqua dal primo sottosuolo (pozzi freatici), si potrebbero innescare fenomeni di consolidazione non controllata dei terreni al di sotto delle fondazioni, causando fenomeni di assestamento non prevedibili, con possibilità di innescare lesioni negli edifici fuori terra.

Si ricorda inoltre che le opere di emungimento di acqua dal sottosuolo devono essere sempre eseguite con la massima attenzione ed opportunamente disciplinate e progettate, in ottemperanza ai dettati del D.M. 11-3-88 comma I: Emungimenti da falde idriche.

In base alla nuova classificazione sismica il comune di Correggio, è classificato in zona 3, a medio - basso valore di sismicità, con accelerazione orizzontale di ancoraggio [ag/g] come calcolato in base alle norme NTC 18 pari a $a = 0.150$ per lo stato limite SLV.

Nel contesto della definizione dell'azione sismica di progetto (cfr. All2 Ord. 3274/03) in base alle indagini sismiche direttamente eseguite, ed all'analisi numerica di Risposta Sismica Locale (RSL), si rimanda al apposito capitolo e relative conclusioni considerazioni.

In linea di max si può ritenere l'accelerazione al suolo secondo quanto ottenuto da RSL per gli stati limite esaminati SLV ed SLD, come:

stato limite SLV: $a_{max} \approx 0.20g$ (valore ottenuto da media della acc. a T_0 da spettro medio di Risposta elastico e spettro Risposta Normalizzato)

stato limite SLD: $a_{max} \approx 0.080g$ (valore ottenuto da media della acc. a T_0 da spettro medio di Risposta elastico e spettro Risposta Normalizzato)

Con riferimento ai fattori di amplificazione di Housner, sempre da quanto ottenuto da analisi numerica RSL:

Fattori di amplificazione su intensità spettrale Stato SLV

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	Int. Housner input [m]	Int. Housner output [m]	Int. Housner input/output [m]	FA
0.100	0.300	0.021	0.029	0.333	1.386
0.300	0.500	0.032	0.070	0.600	2.197
0.500	1.000	0.088	0.175	0.500	1.991
0.100	0.500	0.052	0.098	0.200	1.876
1.000	1.500	0.090	0.180	0.667	2.000

Fattori di amplificazione su intensità spettrale stato SLD

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	Int. Housner input [m]	Int. Housner output [m]	Int. Housner input/output [m]	FA
0.100	0.300	0.008	0.013	0.333	1.681
0.300	0.500	0.011	0.024	0.600	2.192
0.500	1.000	0.029	0.057	0.500	1.964
0.100	0.500	0.019	0.037	0.200	1.977
1.000	1.500	0.026	0.052	0.667	1.979

In base a quanto previsto dal testo NTC 17-1-18 (Cfr. cap. 2.4.2 classi d'Uso), nel ipotesi di "realizzazione edifici" *il cui uso prevede NORMALI affollamenti*, si possono utilizzare i seguenti parametri:

Vita Nominale (V_N):	≥ 50 anni
Classe d'uso (C_U):	II coeff. 1
Periodo riferimento azione sismica (V_R):	$V_N * C_U = \geq 50$ anni
Verifiche allo Stato limite ultimo di resistenza del terreno	GEO
Approccio di calcolo 2 combinazione UNICA	coeff. parziali A1, M1 R3
Stato limite di esercizio previsto	SLV (salvaguardia della Vita)
Probabilità di superamento evento sismico (P_{VR})	10%
Limite periodo di ritorno (TR) per SLV	475 anni

In relazione a:

- particolare sequenza litologica evidenziata dalle prove Cpt effettuate, che nei primi 8-10 m, hanno evidenziato la presenza di livelli lenticolari torbosi e/o argilloso limosi a bassa consistenza,
- alla possibilità che si possano verificare fenomeni di liquefazione, nelle lenti limo-sabbioso limose, rilevabili a differenti profondità nelle prove eseguite, come dettagliato nel relativo capitolo sulla Liquefazione,

si consiglia di assumere parametri medi, medio minimi e strutture fondali adeguate (es. consolidamento del sottosuolo mediante tecnica jetting e/o fondazioni profonde), in grado quindi di assorbire, locali cedimenti differenziali (anche post sismici legati alla possibile liquefacibilità dei livelli indicati, anche se discontinui, presenti del sottosuolo).

Per mitigare-eliminare gli effetti dovuti alla possibilità di liquefacibilità dei livelli evidenziati, è possibile prevedere interventi di mitigazione del fenomeno di liquefazione, nell'area di prevista realizzazione delle fondazioni (es. pali in ghiaia) o altri sistemi che consentano la dissipazione delle pressioni interstiziali in caso di eventi sismici e prevedere fondazioni profonde adeguatamente progettate, che valutino e tengano in conto la riduzione della capacità portante e gli incrementi delle sollecitazioni sui pali stessi, connessi al fenomeno della liquefazione, degli strati soggetti a tale fenomeno.

accorgimenti ed attenzioni:

- non prevedere per le nuove strutture, l'utilizzo di elementi strutturali/fondali misti (plinti associati a fondazioni continue) in particolare se non collegati.
- non prevedere per eventuali nuovi corpi o porzioni edilizie, da realizzare in aderenza eventualmente a edifici esistenti, l'utilizzo di elementi strutturali/fondali di quelle esistenti, in modo che l'evoluzione della consolidazione nei terreni di fondazione, possa svilupparsi indipendentemente dal coinvolgimento delle strutture preesistenti.
- In ogni caso per porzioni e/o edifici contigui dovrà essere prevista un'adeguata distanza dalle strutture adiacenti, in modo da garantire adeguati giunti sismici anti martellamento.
- qualora siano presenti strati poco consistenti o riporti antropici in corrispondenza del piano di posa fondale, è necessario approfondire il piano di posa asportando il materiale antropico o cedevole, sino agli orizzonti naturali con buone caratteristiche meccaniche e sostituire il materiale asportato, con getto di conglomerato "magro" o buoni materiali di riempimento adeguatamente compattati.
- Progettazione e costruzione di condotte fognarie dovranno essere realizzate come da DM LP 1985 (art. 1/2/3/4) e circ. MM LL PP 27291/86, nel senso che si deve garantire sicurezza statica, resistenza alla corrosione, integrità e tenuta nel tempo, in particolare in relazione anche alla possibilità di livelli permeabili in prossimità della superficie, quindi valutare in corso d'opera la buona qualità dei prodotti (condotte, giunti pezzi speciali ecc.) in modo da evitare qualsiasi tipo di percolazione nel sottosuolo di

fluidi potenzialmente inquinanti.

Considerazioni sulla esondabilità: in relazione al parere emesso dal Consorzio di Bonifica competente (Bonifica Emilia Centrale di Reggio E. allegato al presente Report), a favore di sicurezza può essere considerato, un "tirante idrico" (lama d'acqua) che possa raggiungere l'area in analisi pari a 0,2 m.

In relazione quindi alle misure da adottare per la riduzione della vulnerabilità per "Edifici in aree a rischio alluvione" per i futuri interventi edili è consigliabile adottare i seguenti accorgimenti costruttivi:

1. Assenza di locali interrati.
2. Sopraelevazione del piano di calpestio del piano terra ≥ 30 cm rispetto alle quote del pc naturale al intorno (quindi superiore al ipotesi di max lama d'acqua eventualmente ipotizzabile per il sito).
3. Realizzare fondazioni in c.a. adeguate ed eventualmente se possibile opportunamente collegate fra loro.
4. Prevedere pavimentazioni esterne intorno al edificio, in particolare a protezione degli spigoli, atte ad evitare fenomeni di erosione e/o scalzamento.
5. In relazione al deflusso/assorbimento delle eventuali acque di esondazione, non sono previsti dal progetto, interventi che ne possano comportare l'accumulo o l'aggravio delle attuali condizioni di rischio per le aree circostanti.
6. È da verificare in fase di progetto esecutivo, il principio di invarianza idraulica, in relazione alla possibilità ricettiva del sistema idrico.
7. a favore di massima protezione e sicurezza, è eventualmente consigliabile a riduzione della vulnerabilità dei beni e/o delle strutture esposte, realizzare gli impianti elettrici del piano basso (piano terra) con accorgimenti di protezione idrica, finalizzata al loro funzionamento anche in caso di eventuali ingressi idrici (peraltro poco probabili in relazione al punto 2)

Carpi li 10-09-20

Dr. Geol. **RICCARDO TRICHES**