

COMUNE DI ROTTOFRENO

Provincia di Piacenza

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA
COSTRUZIONE DELLA NUOVA PISCINA
VIA SERENA (SAN NICOLO')

Relazione geologica-geotecnica e sismica

Committente:

Amministrazione Comunale di Rottofreno

Iusignani
dott. filippo

servizi di geologia
cave ed ambiente

FEBBRAIO 2020

INDICE

PREMESSA	pag. 3
INQUADRAMENTO GEOLOGICO	pag. 7
INDAGINI GEOGNOSTICHE	pag. 9
• prove penetrometriche statiche CPT (febbraio 2008).....	pag. 9
• stendimento sismico a rifrazione (febbraio 2008).....	pag. 11
• sondaggio a carotaggio continuo (agosto 2014)	pag. 13
• prove penetrometriche statiche CPT (ottobre2019)	pag. 15
• indagine sismica passiva HVSR (ottobre2019).....	pag. 21
VALORI CARATTERISTICI e MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	pag. 25
CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO	pag. 27
SUGGERIMENTI E RACCOMANDAZIONI	pag. 35
CONCLUSIONI	pag. 47

ALLEGATI:

- Diagramma e tabelle di calcolo dei parametri geotecnici desunti dalle prove penetrometriche CPT (ottobre 2019)
- Risultanze prova geofisica HVSR (ottobre 2019)

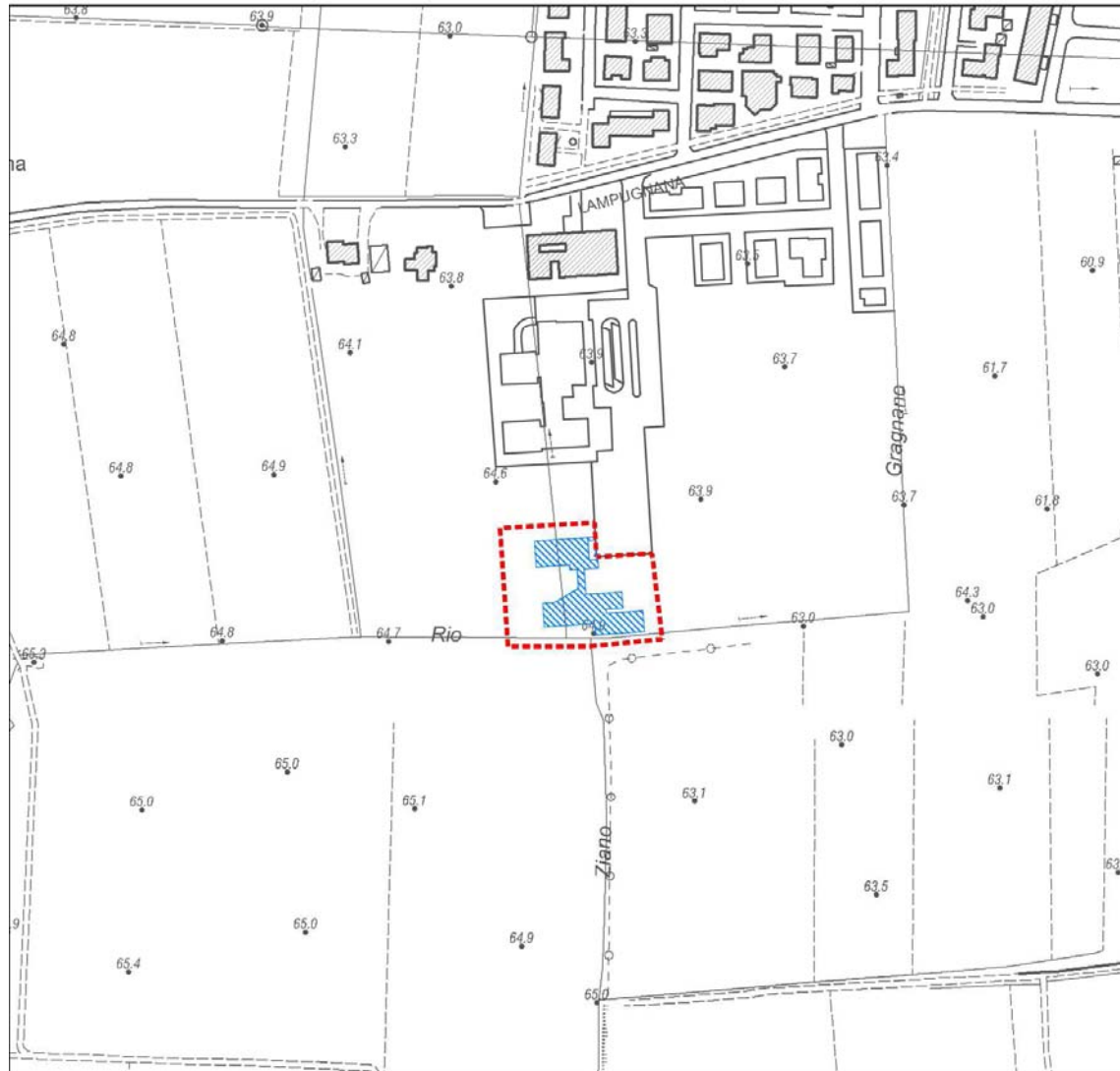
PREMESSA

La nuova "piscina" sorgerà nelle immediate vicinanze della Scuola Elementare sita in località Lampugnana; l'attuale struttura scolastica venne costruita in due fasi successive sulla base di altrettante indagini geologiche redatte dallo scrivente nel febbraio 2008 e settembre 2016.

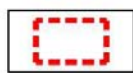
Il progetto in esame prevede la realizzazione di tre vasche a differenti profondità, di un locale tecnico (interamente interrato) e di un edificio adibito a spogliatoi e bar (monopiano fuori terra).

L'intervento insisterà sul mappale n. 2075 al Foglio 29° del catasto del comune di Rottofreno; i sovraccarichi di tutte le nuove opere saranno distribuiti su platee di fondazione.

COROGRAFIA scala 1:5.000



LEGENDA:



Area di intervento



Piscina e spogliatoi in progetto



FOTO AEREA scala 1:2.000



LEGENDA:



Area di intervento



Piscina e spogliatoi in progetto



PLANIMETRIA CATASTALE scala 1:1.500



LEGENDA:



Piscina e spogliatoi in progetto
Comune di Rottofreno (Foglio 29, Mappale 2075)



INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il territorio del comune di Rottofreno giace entro la pianura padana a sud del Po ed è delimitato dagli alvei del torrente Tidone ad Ovest e del fiume Trebbia ad Est.

L'area in esame è situata ad una quota di circa m 64 s.l.m. alla periferia sud-occidentale dell'abitato di San Nicolò a Sud di via Lampugnana e dista oltre 500 m verso Sud-Est dall'ampio alveo ciottoloso del fiume Trebbia.

Il substrato geolitologico, secondo la C.G.I. scala 1:100.000, è costituito dai depositi alluvionali antichi (a1 in carta citata) del quaternario continentale (Olocenici), mentre secondo la più recente “CARTA GEOLOGICA DELLA PIANURA”, basata sulla nuova ricostruzione stratigrafica adottata dalla RER¹, che distingue unità allostratigrafiche legate a cicli di eventi deposizionali (UBSU o sintemi²), il sottosuolo appartiene ai depositi del Subsistema di Ravenna ed in particolare all' Unità di Modena (AES8a in carta citata).

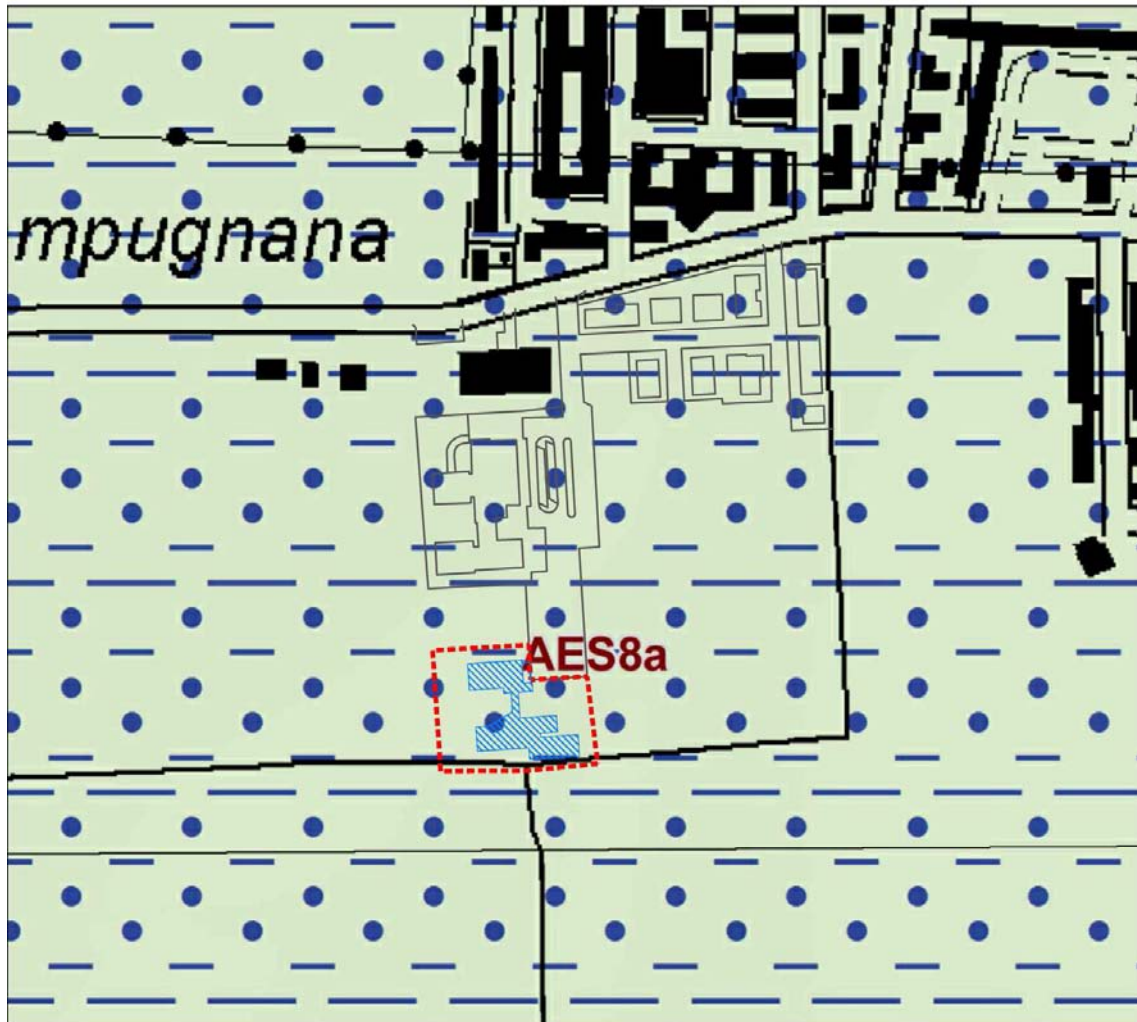
Trattasi di depositi della piana alluvionale terrazzata, che negli orizzonti superficiali presentano natura prevalentemente limo-argillosa e limo-sabbiosa di spessore discontinuo; essi celano un substrato prevalentemente ghiaioso di parecchie decine di metri di spessore, che giace a profondità crescenti da poco più di un metro presso Riva Trebbia a S.Nicolò a più di 8 metri all'intorno di Rottofreno.

L'area in esame si presenta pianeggiante e stabile; la sua porzione nord occidentale alla data delle indagini presentava cumuli di terreno (probabilmente di risulta dai lavori di ampliamento della scuola) di altezza pari a circa 1,5m. Ciò premesso l'area non è soggetta a rischio di allagamenti per tracimazione di corsi d'acqua o per risalita della falda, che in base agli studi contenuti nel P.S.C. vigente, resta ad una decina di metri di profondità ed è priva di apprezzabile risalienza.

¹ nell'ambito degli studi per la realizzazione della nuova Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 in corso di realizzazione

² che corrispondono a unità stratigrafiche delimitate da superfici di discontinuità

CARTA GEOLOGICA
(tratta da Cartografia Geologica della Regione Emilia Romagna)
scala 1:5.000



LEGENDA:



Area di intervento



Piscina e spogliatoi in progetto



AES8a - Unità di Modena



Sabbia limoso argillosa - Piana alluvionale



INDAGINI GEOGNOSTICHE

Al fine di verificare le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche del sottosuolo dell'area in esame si è preliminarmente fatto riferimento alle indagini geologiche eseguite³ nel febbraio 2008 e settembre 2016 per la costruzione del limitrofo edificio scolastico che consistettero:

- n.2 prove penetrometriche statiche CPT (2008);
- n.1 stendimento sismico a rifrazione (2008)
- n.1 sondaggio geognostico con carotaggio continuo (2014);

Al fine della caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, entro l'area di intervento, nell'ottobre 2019 si sono eseguite n.2 prove penetrometriche statiche CPT mentre, per quanto riguarda la classificazione del suolo sismico, e per conseguire una profondità di indagine superiore a quella raggiunta dalle prove penetrometriche, si è eseguita una prova geofisica HVSR nei pressi della prova CPT2.

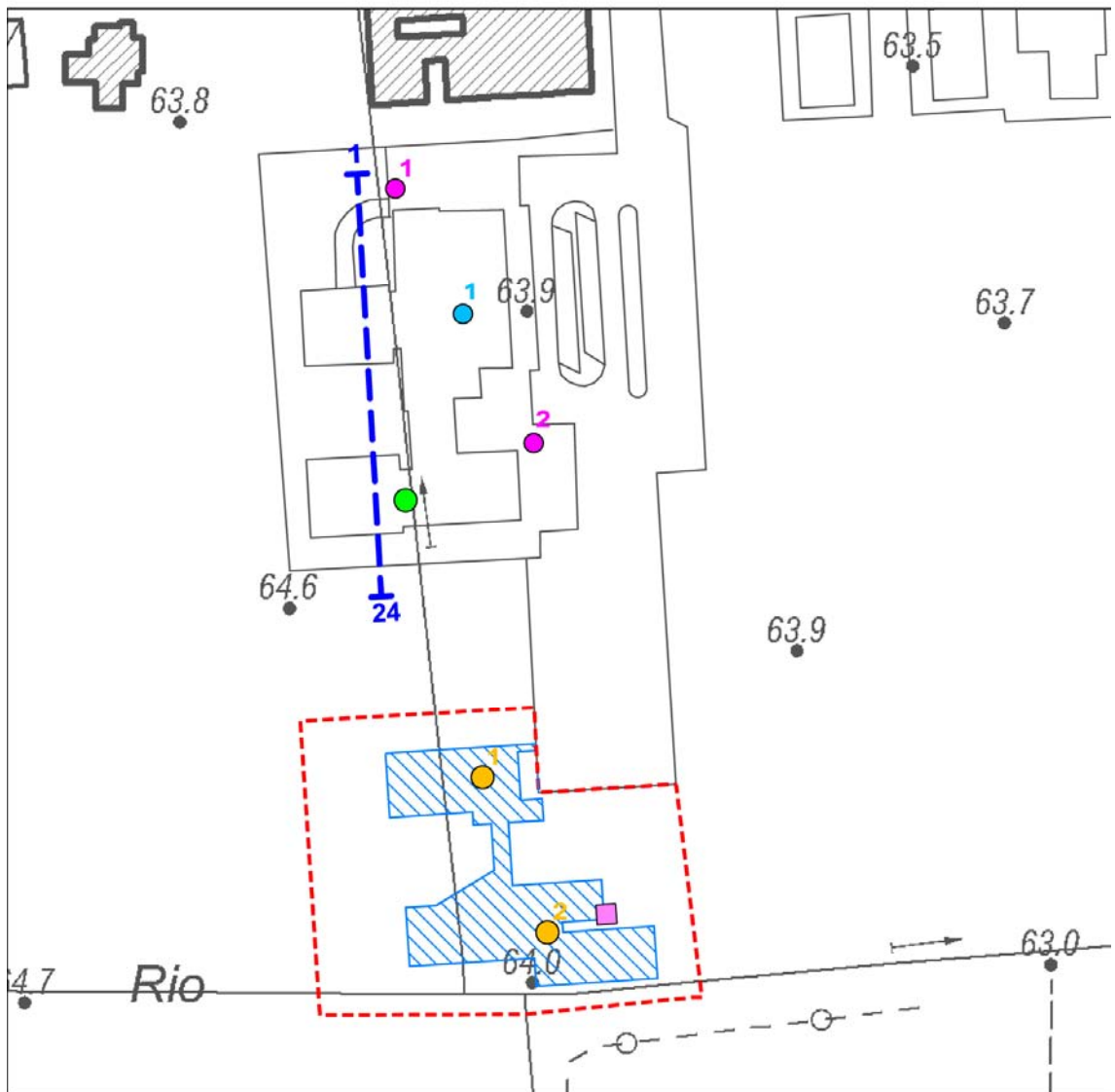
Prove penetrometriche statiche CPT (febbraio 2008)

Al di sotto di una coltre di suolo agrario rimaneggiata dagli atmosferici di circa 0,5 m di spessore, il primo sottosuolo fino ad una profondità di m 2,8 in P1 e m 4 in P2, venne rilevato costituito da litotipi limo-sabbiosi e limo-argillosi a comportamento meccanico coesivo, caratterizzati da valori mediocri di coesione non drenata c_u (compresa tra 1,1 e 1,4) nei litotipi più argillosi e intorno a 1,8 kg/cmq in quelli limo-sabbiosi: il loro angolo d'attrito drenato di picco ϕ_{clay} variava da 25°/ 27° nei limi-argillosi a 23° in quelli limo-sabbiosi.


Al di sotto (fino alla profondità massima indagata che è stata di m 5 entro la prova P2), litotipi prevalentemente ghiaiosi e ghiaio-sabbiosi a comportamento meccanico incoerente, caratterizzati da elevato addensamento ($Dr > 80\%$) e valore di angolo di attrito drenato a volume costante $\phi_{cv} \approx 30^\circ$.


³ dallo scrivente

UBICAZIONE PROVE GEOGNOSTICHE scala 1:2.000





LEGENDA:

 Area di intervento

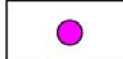
 Piscina e spogliatoi in progetto


Indagini geognostiche eseguite (2019):

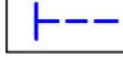
 Prove penetrometriche CPT

 Indagine sismica HVSR


Indagini geognostiche (2008):

 Prove penetrometriche CPT

 Prova penetrometrica SCPT

 Traversa sismica (lung. 115 m)

Indagini geognostiche (2014):

 Sondaggio a carotaggio continuo

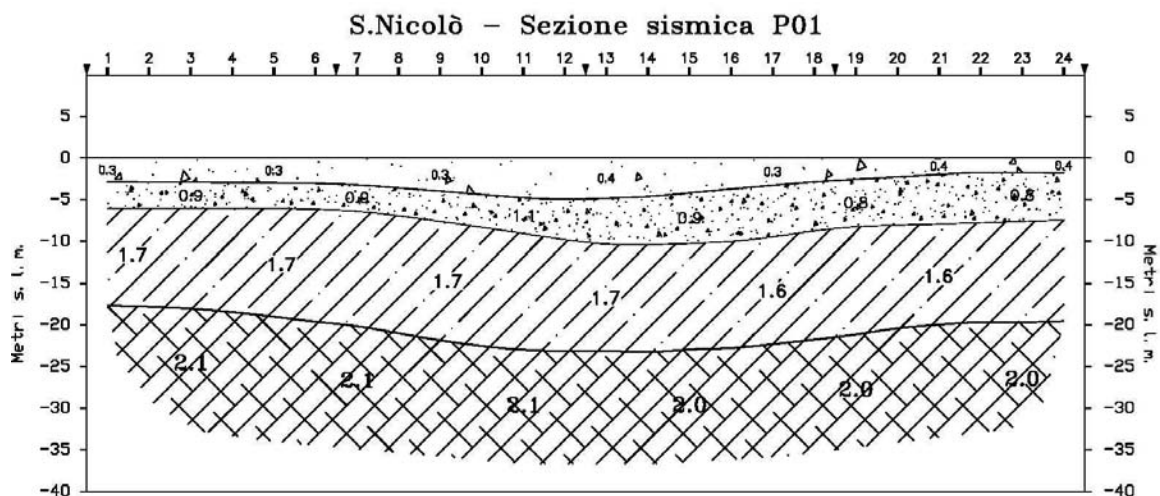


Stendimento sismico a rifrazione (febbraio 2008)

Come precedentemente segnalato, per verificare la velocità delle onde trasversali o di taglio entro i primi 30 m di profondità, venne eseguito uno stendimento sismico a rifrazione, esteso per 115 m.

Lo stendimento venne realizzato con sismografo ECHO 12-24/2002, registrando sia le onde longitudinali “P” che quelle trasversali “S” in 12 geofoni equispaziati di 5 m; i segnali vennero trasmessi da 7 punti di energizzazione (uno centrale tra i geofoni 12 e 13, due alle estremità dello stendimento ovvero a 2 m dai geofoni 1 e 24, due interni tra i geofoni 6/7 e 18/19 e due esterni a circa 25 m di distanza dai geofoni 1 e 24), a mezzo di massa battente. I risultati sono documentati dalle dromocrone dello stendimento e nella sezione sismostratigrafica interpretativa di seguito riportata, dalla quale emerge come il sottosuolo indagato sia costituito da quattro distinti sismostrati:

- UNITÀ SUPERFICIALE di spessore medio pari a 2,5 m corrispondente alla coltre aerata e limo-argillosa caratterizzata velocità assai modesta delle onde $V_p = 0,3-0,4$ km/s e velocità delle onde di taglio $V_s = 0,14$ km/s;
- UNITÀ DI COPERTURA di spessore medio pari a 5 m corrispondente al tetto insaturo del substrato ghiaio-sabbioso, caratterizzato da mediocre addensamento e basse velocità delle onde $V_p = 0,8-0,9$ km/s e di quelle di taglio $V_s = 0,38$ km/s;
- UNITÀ INTERMEDIA, individuata a circa 7,5 m di profondità, caratterizzata da una velocità delle onde longitudinali $V_p=1,6-1,7$ km/s e di quelle di taglio $V_s\approx 0,57$ km/s: vi corrispondono ghiaie-sabbiose e ciottolose ben addensate generalmente sature e di circa 12,5 m di spessore;
- SUBSTRATO COMPATTO, che è stato rinvenuto a profondità di circa 20m con $V_p\approx 2,0-2,1$ km/s e $V_s\approx 0,74$ km/s: trattasi di depositi ghiaioso/conglomeratici caratterizzati da granulometria grossolana ed elevato addensamento.



La sezione sismo stratigrafica

In base ai valori della velocità delle onde trasversali Vs accertati dallo stendimento sismico a rifrazione fu possibile stimare la densità, il modulo elastico e di taglio iniziali (ovvero a piccole deformazioni) ed il coeff. di Poisson di ciascuno dei sismostrati individuati nel sottosuolo; di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei parametri desunti dalla prova.

Velocità Vs e moduli elastici del sottosuolo indagato dallo stendimento sismico a rifrazione scuola elementare di San Nicolò, via Lampugnana - comune di Rottofreno

velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio: Vs

pressione geostatica verticale al centro dello strato considerato: $\sigma'vo$

densità satura: $\gamma = 0,832 \times \log(Vs) - 0,161 \times \log(z)$ in t/mc essendo z=profondità strato

modulo di taglio a piccole deformazioni: $Go = \rho \times (Vs)^2 = \gamma/g \times (Vs)^2$

modulo di Young a piccole deformazioni: $Eo = 2 \times Go \times 1,2$

modulo elastico equivalente: $Es = Eo \times [1 - (1/Fs)^{0,3}] \approx 0,16 \times Eo$ per $Fs = q/q_{lim} = \gamma R(R2) = 1,8$

Spessore strati	Prof. strati	Vs strati	densità strati	Go strati	Eo strati	Es strati	v strati	N60 strati
m	da m	m/s	t/mc	t/mq	t/mq	t/mq	-	-
2,5	0,0	140	1,72	3440	8255	1321	0,36	3
5,0	2,5	380	2,01	29520	70849	11336	0,36	76
7,5	7,5	570	2,10	69668	167202	26752	0,36	268
7,5	15,0	740	2,17	121103	290647	46503	0,35	604
		Vs30 =	552					

Sondaggio a carotaggio (agosto 2014)

Come precedentemente segnalato poche decine di metri a nord dell'area edificanda venne eseguito un sondaggio a carotaggio continuo al fine di verificare l'effettiva natura e consistenza del sottosuolo oltre la profondità indagata dalle prove penetrometriche.

Il carotaggio denominato S1 fu approfondito per 15 metri al di sotto del piano naturale di campagna; entro il foro di sondaggio vennero eseguite prove di penetrazione dinamica S.P.T.

Sulle carote di materiale limo-argilloso dei primi metri furono altresì condotte determinazioni speditive della coesione non drenata, a mezzo di scissometro da tasca tipo PILCON, e della resistenza a E.L.L., a mezzo di Pocket Penetrometer.

Il sondaggio ha rivelato come l'immediato sottosuolo al di sotto di circa 30-40 cm di agrario e aerato, fosse costituito da litologie limose e limo-sabbiose fino a 3,7 m di profondità che poggiano su di uno strato sabbioso poco addensato.

Al di sotto, a 4,8 m di profondità, prendono inizio depositi prevalentemente ghiaiosi ben addensati, con ciottoli eterometrici e di eterogenea natura litoide: tra 4,8 e 10,5 m di profondità, detti depositi ghiaiosi sono caratterizzati da una matrice limosa che ne riduce la consistenza; più al di sotto e fino alla profondità massima investigata (15 metri) le ghiaie sono prevalentemente a matrice sabbiosa e molto addensate.

Il livello della falda venne rinvenuto a 11 m di profondità sotto il piano campagna.



Fasi dell'esecuzione del sondaggio a carotaggio continuo

PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE S.P.T.

Sondaggio	profondità prova	H2O	litologia prevalente:	tenore di fini		comportamento meccanico		carico geostatico		prova S.P.T.		valore di miglioramento N60	coefficiente (c/σ'vo)	valore normalizzato N=N60 x Cn	valore per sabbie pulite NCS	Densità relativa Dr	angolo d'attrito		e	modulo		velocità Vs	OCR
				F	%	incoerente	coerente	σ'vo	kg/cmq	colpi	colpi						30-45 cm	15-30 cm		0-15 cm	N60		
S1*	4,50	>11	ghiaie	<5	incoerente	0,90	6	19	36*	38	1,05	40	40	40	81	45	33	0,0	1913	4592	323		
S1*	6,00	>11	ghiaie	<20	incoerente	1,08	10	11	18	29	0,96	28	34	34	69	41	32	0,0	1496	3592	266		
S1*	10,50	>11	ghiaie	<5	incoerente	1,89	33	45*	29	58	0,73	42	42	42	86	45	34	0,0	1982	4757	329		

Nota: S1* = prova eseguita con punta chiusa
N* = numero di colpi non correlabile alle caratteristiche geotecniche del materiale (p.e. incrementato dalla presenza di ciottoli)

Correlazioni empiriche:

N1 = N60 x Cn = Valore normalizzato per terreni incoerenti a σ'vo = 1,0 kg/cmq (cfr. LIAO & WHITMAN) essendo:
Cn = $(1/\sigma'vo)^{0,5} \leq 1,7$ per σ'vo < 20 t/mq; Cn = $2,2/(1,2 + \sigma'vo)$ per σ'vo > 20 t/mq (cfr. SEED & IDRISS)
(N.B.: per terreni coesivi N=N60 (cfr. FHWA 2002))
Dr% = densità relativa = $(N60 \times K/60)^{0,5}$ (cfr. SKEMPTON) essendo:
per sabbie fino o limose: $K = 2/(1 + \sigma'vo/100)$; per sabbie grosse: $K = 3/(2 + \sigma'vo/100)$ (N.B.: σ'vo in kpa)

Parametri geotecnici:

peso di volume sopra falda: $\gamma = 1,8$ t/mc
peso di volume immerso: $\gamma' = 1,0$ t/mc
carico geostatico effettivo: $\sigma'vo'$
sabbie: angolo d'attrito di picco $\phi_p = (15,4 \times N)^{0,5} + 20^\circ$ (rif. MAYNE)
sabbie: angolo d'attrito residuo $\phi_r = f(\sigma'vo, K_o = 1 - \sin \phi_p, Dr, \phi_p)$ (rif. BOLTON)
limi: coesione non drenata $c_u = 0,037 \times N60$ kg/cmq (rif. NAVFAC)
limi: modulo edometrico $E_{ed} \approx 6 \times N60$ kg/cmq (rif. STROUD & BUTLER)
argille: coesione non drenata $c_u = 0,074 \times N60$ kg/cmq (rif. NAVFAC)
argille: modulo edometrico $E_{ed} = 4,5 \times N60$ kg/cmq (rif. STROUD & BUTLER)
limi e argille: grado di sovraconsolidazione OCR = $c_u/(\sigma'vo \times 0,25)^{0,25}$ rif. LAOD
modulo di taglio $G_o = 155,6 \times (N60)^{0,88}$ in kg/cmq (rif. FHWA 2002)
modulo elastico $E_o = 2 \times G_o \times (1 + \nu) \approx 2,4 \times G_o$ (rif. FHWA 2002 per $\nu = 0,2$; TATSUOKA & SHIBUYA 1992))
velocità onde di taglio: $V_s = (G_o/\gamma')^{0,5}$ dove $\gamma' = 1,8$ t/mc = γ sopra falda, $\gamma' = 2,0$ t/mc = γ sat sotto falda

Prove penetrometriche statiche CPT (Ottobre 2019)

In accordo con il progettista in previsione della realizzazione di strutture fondazione a platea poste a non particolare profondità dal piano di campagna si è optato per l'esecuzione di n°2 prove penetrometriche statiche CPT.

Come noto, la prova statica consente infatti una più attendibile indagine nel caso in cui si sia in presenza di un sottosuolo coesivo o comunque incoerente fine.

Le prove sono state condotte con penetrometro tipo GOUDA da 10 tonn attrezzato con punta meccanica, le cui caratteristiche standard (a Norme A.G.I.) sono:

- lunghezza aste 1 m
- peso fisso "esterno" 10 kg
- peso totale aste 6.5 kg/m
- peso aste interne 1.38 kg/m
- velocità di avanzamento costante $V=2$ cm/sec (± 0.5 cm/sec)

Le dimensioni punta/manicotto "Begemann"(ISSMFE 1974) sono:

- diametro di base del cono: $\varnothing = 35.7$ mm
- area della punta conica: $A_p = 10$ cmq
- angolo apertura del cono: $\beta = 60^\circ$
- superficie laterale manicotto: $A_m = 150$ cmq
- lunghezza manicotto: $h = 133$ mm
- diametro del manicotto: $\varnothing = 35.7$ mm

La prova penetrometrica statica CPT con punta meccanica consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v=2$ cm/s ± 0.5 cm/s); la penetrazione avviene con un dispositivo di spinta (martinetto idraulico) opportunamente ancorato al suolo, che agisce su una batteria doppia di aste (esterne cave e interne piene coassiali), alla cui estremità inferiore è collegata la punta. Lo sforzo necessario per l'infissione viene determinato a mezzo di un opportuno sistema di misura, collegato al martinetto idraulico: la punta conica (di tipo telescopico) è dotata di un manicotto laterale (punta/manicotto tipo "Begemann").

Nel corso della prova si sono rilevate ogni 20 cm le seguenti letture manometriche:

- L1 = resistenza richiesta per l'avanzamento della sola punta penetrometrica (di sezione conica standard pari a 10 cmq.);
- L2 = corrispondente alla resistenza dovuta al successivo avanzamento della punta e del manicotto (di superficie laterale standard pari a 150 cmq)

Risulta quindi:

- resistenza unitaria di punta: $q_c = L1 / 150$ kg/cmq
- resistenza unitaria laterale: $f_s = 10 \times (L1 - L2) / 150$ kg/cmq



Fasi dell'esecuzione della prova CPT1 realizzata nell'area ove erano presenti cumuli di materiale di riporto; è stato stimato che la prova sia stata realizzata a +1,2m dalla quota dell'originario piano di campagna

I valori unitari della resistenza di punta q_c sono stati normalizzati ai valori q_{c1N} con la relazione (cfr. ROBERTSON & WRIDE, 1998):

$$q_{c1N} = CQ \times (q_c/Pa)$$

ove: $Pa = 1 \text{ atm}$

$CQ = (Pa\sigma'_{vo})^n$ essendo σ'_{vo} la pressione geostatica effettiva alla profondità di prova, ed n un coefficiente che varia (cfr. OLSEN, 1997) da 0,5 (per terreni granulari) a 1,0 (per terreni ricchi di fine argilloso).

Il valore di q_{c1n} viene quindi definito con procedimento iterativo, assumendo un valore iniziale $n=1,0$ in base al quale vengono calcolati i parametri:

$$Q = ((q_c - \sigma'_{vo})/Pa) \times ((Pa/\sigma'_{vo})^n)$$

$$F = (fs/(q_c - \sigma'_{vo})) \times 100\%$$

$$Ic = ((3,47 - \log(Q))^2 + (1,22 + \log(F))^2)^{0,5}$$

In base ai summenzionati parametri si determina quindi, con l'allegato abaco di ROBERTSON, la granulometria del terreno indagato (procedendo, se del caso, ad una successiva rivalutazione di q_{c1N} e dei parametri medesimi).



Fasi dell'esecuzione della prova CPT2; sullo sfondo la scuola elementare di San Nicolò

Risultanze delle prove CPT

CPT1

La prova ha evidenziato come, al di sotto di uno spessore di circa 1,2m di materiali fini di riporto sia presente uno strato di circa 0,8 m rappresentativo dell'originario terreno agrario; in profondità il sottosuolo, fino a 3,6 metri (2,4m dall'originario piano di campagna) appare costituito da un orizzonte argillo-limoso caratterizzato da valori di resistenza $q_c \leq 37$ kg/cmq al di sotto del quale segue un deposito limo sabbioso, a comportamento meccanico incoerente, di circa 0,8m che passa in profondità a sabbie; le ghiaie, che hanno ben presto portato a rifiuto la prova sono state individuate a 5,2m (pari a 4m dall'originario piano di campagna) in buon accordo con quanto rilevato dal sondaggio a carotaggio continuo eseguito nel 2014.

Il foro della prova si è rivelato anidro.

CPT2

La prova ha evidenziato come, al di sotto di uno spessore di circa 1,0m di coltre di suolo rimaneggiata sia presente uno strato di circa 1,2m costituito da limo sabbioso, a comportamento meccanico incoerente, che passa in profondità ad argille limose (spessore 1 m); le ghiaie, che hanno ben presto portato a rifiuto la prova sono state individuate a 3.4m dal p.c..

Il foro della prova si è rivelato anidro.

Parametri geotecnici desunti dalle prove CPT (2019)

I valori della resistenza di punta q_c , della resistenza laterale unitaria f_s e quelli dei parametri da essi derivati con le relazioni di ROBERTSON 2012 possono essere correlati, oltreché alla granulometria, anche ad alcune delle caratteristiche geotecniche del terreno indagato: i dati ricavati da tali correlazioni sono riportati nella allegata scheda redatta, ove si sono altresì riportati i valori medi di q_c ed f_s relativi ad ogni strato omogeneo individuato.

Il peso di volume totale è stato stimato con la relazione (GREGG:“*Guide to cone penetration testing*” 2010):

$$\gamma = 0,27 \times \log(R_f) + 0,36 \times \log(q_c/P_a)$$

ove: $R_f = 100 \times f_s / q_c$ e P_a = pressione atmosferica alla quota di prova.

La densità relativa degli orizzonti incoerenti è stata valutata con la relazione empirica (GREGG, 2010):

$$D_r \% = 100 \times (Q_{tn}/350)^{0,5}$$

L'angolo d'attrito drenato di picco ϕ_p di tali litotipi è stimato con la relazione (GREGG, 2010):

$$\phi_p = 17,6^\circ + 11 \times \log(Q_{tn})$$

mentre il loro angolo d'attrito drenato residuo (a volume costante) φ_{cv} , cui è opportuno riferirsi per il calcolo del carico limite di fondazioni dirette, è stato stimato in funzione di φ_p con la relazione (ROBERTSON 2012):

$$\varphi_{cv} = \varphi_p - 15,84 \times \log(QtnCS) + 26,88^\circ$$

Il modulo elastico dei terreni incoerenti è stato stimato con la relazione (ROBERTSON, 2012);

$$E' = 0,015 \times (q_c - \sigma_{vo}) \times 10^{(0,55 \times lc + 0,68)}$$

Per quanto riguarda invece i terreni coesivi (cioè caratterizzati da $lc > 2,6$), la coesione non drenata c_u è stata valutata con la relazione (ROBERTSON, 2012):

$$c_u = (q_c - \sigma_{vo})/Nk$$

ove: $Nk = 10,5 + 7 \times \log(Fr)$ essendo σ_{vo} il carico geostatico totale.

L'angolo d'attrito drenato di picco φ_{clay} dei terreni coesivi è stato stimato con la relazione empirica (MAYNE, 2001):

$$\varphi_{clay} = \arcsen[2 \times c_u / (\sigma_{vo} \times OCR^{0,8})]$$

ove:

OCR è il grado di sovraconsolidazione dei terreni coesivi calcolato con la relazione (CSSM in ROBERTSON, 2012):

$$OCR = 0,25 \times (Qt1)^{1,2}$$

La sensibilità St degli orizzonti argillo limosi (cui corrisponde il rapporto tra i valori iniziale e residuo della coesione non drenata), è stata stimata con la correlazione empirica (suggerita da GREGG, 2010):

$$St = 7/Fr$$

che in entrambe le prove resta ben inferiore a 2; vi corrispondono (in base alla classificazione di DAS riportata in “Advanced soil mech.”, ISE 1985) terreni di bassa sensibilità. Il modulo edometrico è stato stimato con la relazione:

$E_{ed} = \alpha M \times (q_c - \sigma_{vo})$ assumendo (cfr. ROBERTSON, 2012):

- $\alpha M = 14$ se $lc > 2,2$ e $Qtn > 14$;
- $\alpha M = Qtn$ se $lc > 2,2$ e $Qtn < 14$;
- $\alpha M = 0,03 \times 10^{(0,55 \times lc + 1,68)}$ se $lc < 2,2$

Il modulo di taglio a piccole deformazioni è calcolato con la relazione (ROBERTSON, 2012):

$$Go = 0,0188 \times (q_c - \sigma_{vo}) \times 10^{(0,55 \times lc + 1,68)}$$

Sempre in funzione di lc si è stimato il coeff. di permeabilità dei terreni indagati con le correlazioni empiriche (GREGG, 2010):

$$k \text{ (m/s)} = 10^{(0,952 - 3,04 \times lc)} \text{ se } 1 < lc < 3,27;$$
$$k \text{ (m/s)} = 10^{(-4,52 - 1,37 \times lc)} \text{ se } 3,27 < lc < 4$$

Infine, la velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio V_s è stata calcolata con la relazione empirica (pure suggerita da ROBERTSON, 2012):

$$V_s \text{ (m/s)} = [10^{(1,68 + 0,55 \times lc)} \times Qtn]^{0,5}$$

CPT1

Tralasciando lo spessore di 1,2 metri di materiali di riporto rilevati sull'area, al di sotto di una coltre superficiale rimaneggiata dalle attività antropiche e dagli atmosferili di 0,8 m di spessore, il primo sottosuolo è caratterizzato da prevalente matrice limo-sabbiosa che conferisce al deposito un comportamento meccanico incoerente; la sua resistenza al taglio è governata dall'angolo di attrito il cui valore residuo (o a volume costante) $\varphi_{cv} = 28^\circ$; il modulo elastico $E' = 443 \text{ kg/cmq}$.

Segue, al di sotto, una litologia argillo limosa a comportamento meccanico coesivo di spessore pari a 1,0m (coesione non drenata $c_u = 1,75 \text{ kg/cmq}$ e angolo di attrito drenato $\varphi_{clay} \approx 25^\circ$) che passa limi sabbiosi ($\varphi_{cv} = 27^\circ$; il modulo elastico $E' = 920 \text{ kg/cmq}$).

A circa 3,4m dall'originario piano di campagna iniziano i depositi prevalentemente ghiaio-sabbiosi ($\varphi_{cv} = 31^\circ$; il modulo elastico $E' = 1139 \text{ kg/cmq}$)

CPT2

La prova ha evidenziato come, al di sotto di una coltre superficiale rimaneggiata dalle attività antropiche e dagli atmosferili di circa 1,0 m di spessore, il primo sottosuolo è caratterizzato da prevalente matrice limo-sabbiosa a comportamento meccanico incoerente caratterizzata da $\varphi_{cv} = 29^\circ$; il modulo elastico $E' = 405 \text{ kg/cmq}$.

Segue, al di sotto, una litologia argillosa a comportamento meccanico coesivo di spessore pari a 1,0m (coesione non drenata $c_u = 1,40 \text{ kg/cmq}$ e angolo di attrito drenato $\varphi_{clay} \approx 25^\circ$) che ricopre le ghiaie sabbiose ($\varphi_{cv} = 29^\circ$; il modulo elastico $E' = 1023 \text{ kg/cmq}$).

Indagine sismica passiva HVSr

La tecnica HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera. Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali⁴ sia all'azione antropica⁵.

E' stato utilizzato un tromografo "ECHO TROMO-3" (Ambrogeo®) dotato di geofono tridirezionale frequenza propria 4,5Hz; in particolare è stata eseguita n.1 misurazione, nell'area di intervento con frequenza di campionamento pari a 157 Hz .

La rilevazione sismica è stata confrontata ed “ancorata” ai valori di resistenza riferiti all'avanzamento della punta nella prova penetrometrica P1, in modo tale da calibrare il profilo nei primi metri di suolo e poterne estrapolare le caratteristiche a profondità maggiori.

Successivamente i dati relativi alla misura sono stati elaborati tramite il software dedicato "Geo HVSr" ver. 1.3 prodotto da ProgramGeo di Carpenedolo (BS) con un processing che ha valutato l'affidabilità della curva ricavata, verificando se fossero rispettati i criteri riportati nelle linee guida del progetto europeo SESAME (Site EffectS assessment using Ambient Excitations, 2005).



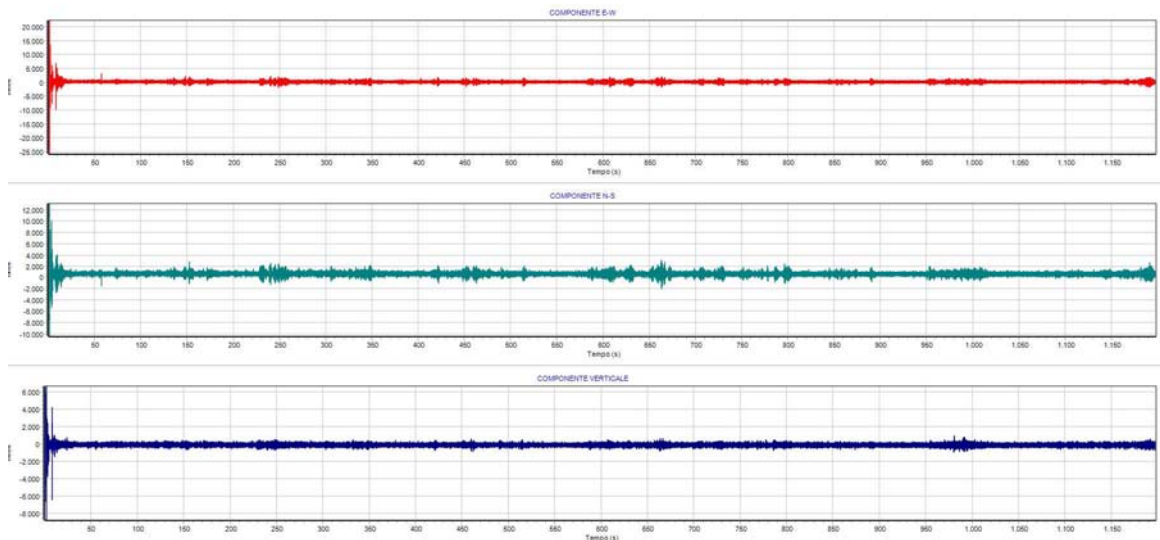
Tromografo in fase di misura; sullo sfondo la scuola elementare di san Nicolò

⁴ moto ondoso, perturbazioni atmosferiche ecc...

⁵ traffico veicolare, macchinari, ecc..

Nello spettro H/V sono stati individuati i picchi positivi che corrispondono ad altrettanti minimi locali nello spettro V, fatto questo che consente di riconoscere le frequenze associate ai picchi H/V come frequenze di risonanza del terreno.

Analizzando il risultato della prova emerge come la frequenza di vibrazione principale del terreno, nell'intervallo di frequenze compreso fra 1 Hz e 10Hz, si collochi a 10.5 Hz.



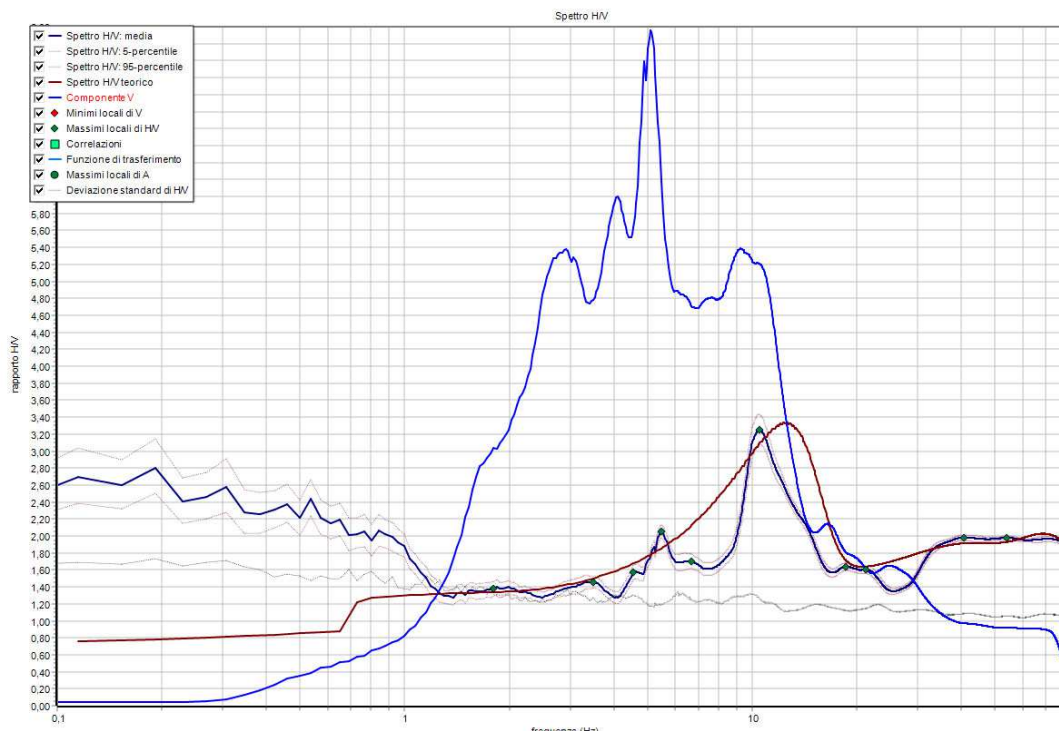
Record sismici nelle tre componenti spaziali

Frequenza (Hz)	Ampiezza	K_g
0.54	2.44	11.07
1.99	1.4	0.98
3.49	1.46	0.61
4.56	1.57	0.54
5.48	2.06	0.77
6.71	1.7	0.43
10.5	3.25	1.01

Parametri picchi stratigrafici da spettro H/V

L'indice di vulnerabilità del sito (K_g) viene calcolato facendo riferimento ai soli picchi stratigrafici dello spettro H/V posti a frequenze inferiori o prossime a 10 Hz, in quanto quelli presenti a frequenze superiori non sono significativi dal punto di vista della vulnerabilità sismica. Nel caso in esame i picchi H/V stratigrafici individuati hanno fornito un valore massimo di K_g comunque superiore a 11. Il sito può essere perciò classificato come a media pericolosità sismica locale.

La curva H/V sintetica è stata modellata in modo da sovrapporsi ai picchi stratigrafici misurati.



Confronto fra la curva H/V sperimentale e quella teorica

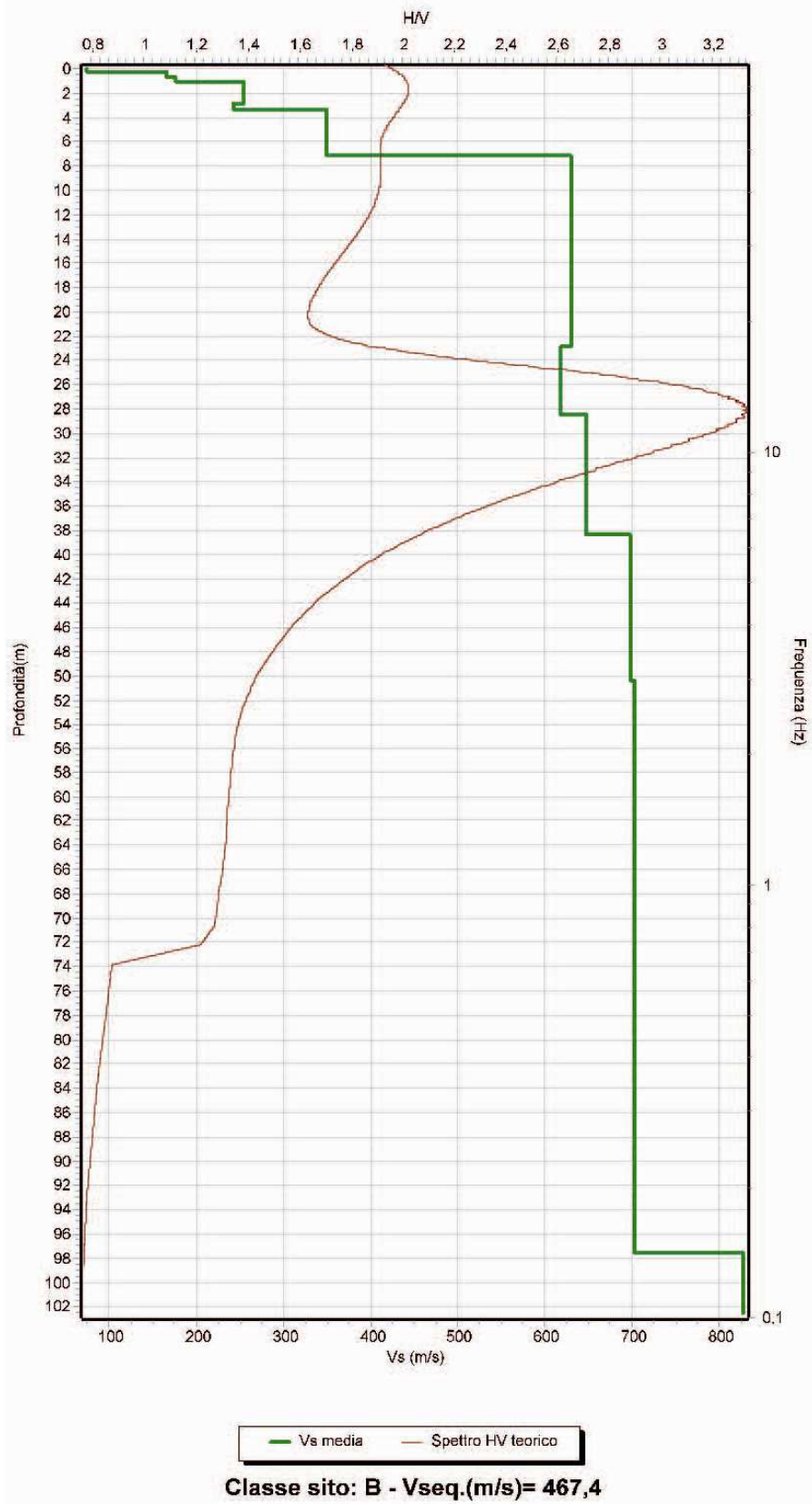
L'inversione vincolata dello spettro H/V ha consentito altresì di ricavare il profilo delle velocità delle onde S in funzione della profondità.

Profondità da (m) a (m)		Δz (m)	Vs (m/s)	Inversioni di velocità
0.00	0.22	0.22	70	-
0.22	0.76	0.54	165	-
0.76	2.08	1.32	177	-
2.08	7.07	4.99	297	-
7.07	21.57	14.5	579	-
21.57	26.5	4.93	581	-
26.5	36.23	9.73	661	-

Modello sismico del sottosuolo desunto dalla prova

La prova di tipo sismico passivo ha messo in luce che il valore di Vs30, riferito al p.c., è pari a 467 m/s⁶, valore che pone il sito nella categoria di sottosuolo B secondo il D.M. 14.01.2018 in buon accordo con le risultanze dei precedenti studi.

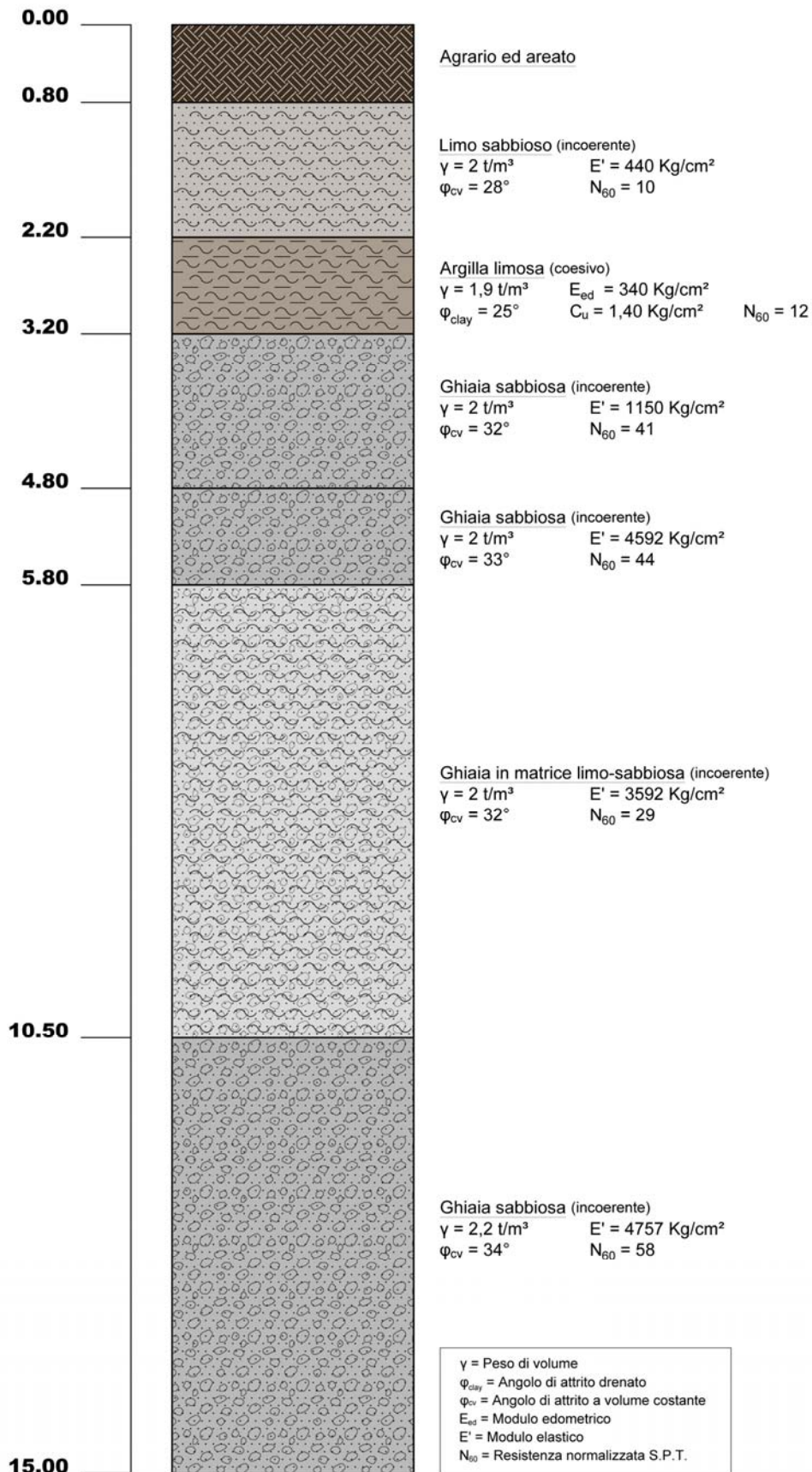
⁶ in buon accordo con i risultati delle prove Masw, eseguite ai fini della stesura della “Carta delle aree suscettibili di effetti sismici locali” del P.S.C. comunale, nelle quali si evidenzia come i terreni interessanti il territorio di Gossolengo, rientrino per gran parte nella categoria summenzionata.



VALORI CARATTERISTICI E MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

I valori caratteristici e il modello geotecnico del sottosuolo sono stati ricavati, cautelativamente, facendo riferimento alle risultanze della prova CPT1; per quanto concerne oltre la profondità indagata si è fatto riferimento ai risultati del sondaggio a carotaggio continuo eseguito nelle immediate vicinanze nel 2014:

MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO



CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

Il territorio comunale di Rottofreno precedentemente non classificato, fu iscritto dall'Ordinanza P.C.M. n.3274 a zona sismica di “classe 4”, la Regione Emilia-Romagna, con Deliberazione della Giunta Regionale N.1164 del 23 luglio 2018 (pubblicata sul BURERT n.263 del 08/08/2018, parte seconda), ha approvato l'aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei comuni dell'Emilia-Romagna, ascrivendolo invece alla “classe 3”.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 9,59660 LATITUDINE: 45,05000

Ricerca per comune REGIONE: Emilia-Romagna PROVINCIA: Piacenza COMUNE: Rottofreno

Elaborazioni grafiche:
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione:
superficie rigata

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Schermata foglio di calcolo “Spettri NTC-ver.1.0.3.” del C.S.L.P. per individuazione pericolosità del sito

Nella tabella allegata si sono riportati i valori (desunti dal foglio di calcolo “Spettri NTC-ver.1.0.3.” del C.S.L.P. in funzione delle coordinate geografiche del sito in esame), dei parametri a_g (accelerazione orizzontale massima), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale), T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale), per il sito in esame per tempi di ritorno T_r variabili da 30 a 2475 anni, cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr}\%$ variabile dall'81 al 2% in 50 anni.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,031	2,526	0,203
50	0,038	2,569	0,220
72	0,044	2,531	0,247
101	0,051	2,532	0,254
140	0,057	2,548	0,266
201	0,066	2,521	0,276
475	0,093	2,491	0,286
975	0,122	2,473	0,291
2475	0,168	2,476	0,294

Valori dei parametri in base ai differenti tempi di ritorno

Il Progettista ci ha segnalato che l'edificio in esame deve essere ascritto alla classe d'uso III cui corrisponde un coeff. d'uso $CU = 1,5$ da cui deriva che la vita di riferimento VR , per una vita utile o nominale $VN \geq 50$ anni, vale:

$$VR = VN \times CU = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- - □ - - Strategia per costruzioni ordinarie
- - ■ - - Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

In base all'Allegato A: “Pericolosità sismica” delle NTC 2018, per $VR \neq 50$ anni il tempo di ritorno T_r per le diverse probabilità di superamento $P_{vr}\%$ va calcolato con la relazione:

$$Tr = -VR/[\ln(1-Pvr\%)]$$

in tale situazione, i valori del generico parametro p (ag, Fo, Tc*) corrispondente ai diversi valori di Tr possono essere ricavati per interpolazione, a partire dai dati relativi a VR=50 anni, utilizzando l'espressione:

$$\log(p) = \log(p1) + \log(p2/p1) \times \log(Tr/Tr1) \times [\log(Tr2/Tr1)]^{-1}$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno desiderato, mentre Tr1 e Tr2 sono i periodi di ritorno più prossimi a Tr per i quali si dispone dei valori p1 e p2 del generico parametro p.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,036	2,560	0,217
SLD	75	0,045	2,532	0,248
SLV	712	0,108	2,481	0,289
SLC	1462	0,140	2,474	0,292

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Parametri desunti in base ai tempi di riferimento impostati

Come illustrato nella tabella allegata, per VR=75 anni alle probabilità di superamento Pvr% considerate dal foglio di calcolo fornito dal C.S.L.P. corrispondono rispettivamente tempi di ritorno Tr crescenti da 45 anni per Pvr=81% a 1462 anni per Pvr=5%; in particolare, per Tr=712 anni cui corrisponde una Pvr=10% per SLV, risulta **ag=0,108 g**.

Da ricordare che le azioni sismiche desunte dal foglio di calcolo del C.S.L.P. sono valide per sito di riferimento rigido orizzontale; diversamente esse vanno incrementate in funzione della categoria topografica dell'area e della categoria del sottosuolo sotteso dalle opere in progetto.

Amplificazione topografica

Ciò premesso l'area in esame è perfettamente pianeggiante: in conformità alla Tab.3.2.IV delle NTC 2018 il sito va ascritto alla categoria topografica T1 cui corrisponde, ai sensi della Tab.3.2.VI delle NTC medesime, un coefficiente di amplificazione topografica: St =1,0

Analisi di disaggregazione

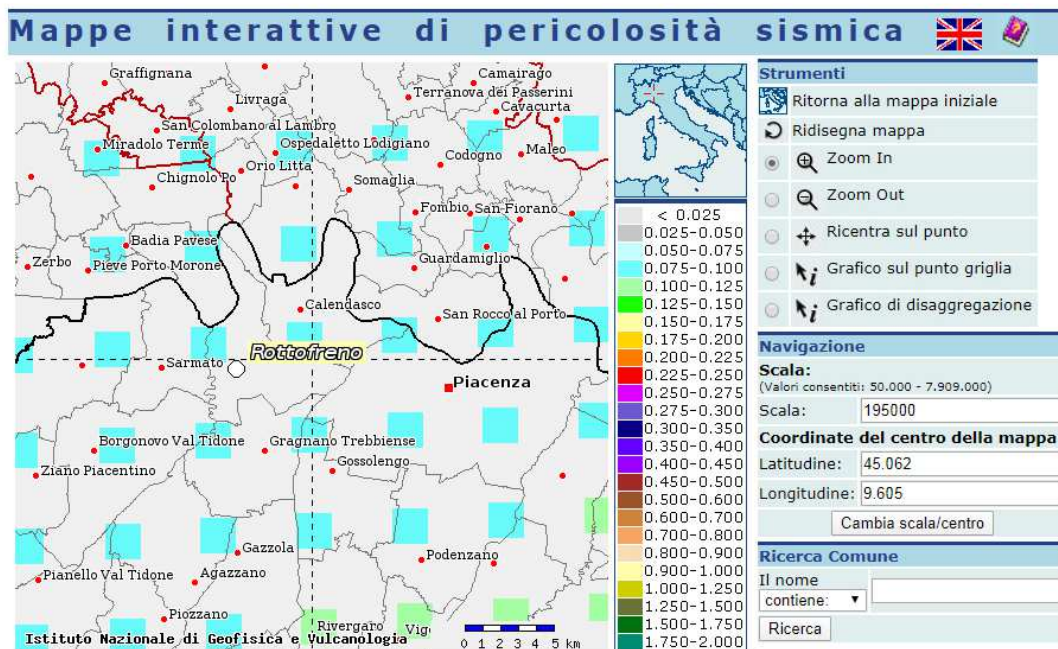
Lo studio di disaggregazione di ag, con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, permette di individuare per l'area in esame, il *range* della coppia magnitudo-distanza che incide maggiormente sulla sismicità dell'area.

Tra i differenti metodi da utilizzare, si è optato per l'impiego delle mappe interattive di pericolosità sismica, presenti sul sito dell'*Istituto di Geofisica e Vulcanologia di Milano* (<http://esse1-gis.mi.ingv.it>); nelle figure successive vengono riprodotti i risultati del procedimento di disaggregazione di ag e le coppie magnitudo/distanza dei terremoti che apportano i maggiori danni nell'area, in funzione della percentuale della pericolosità.

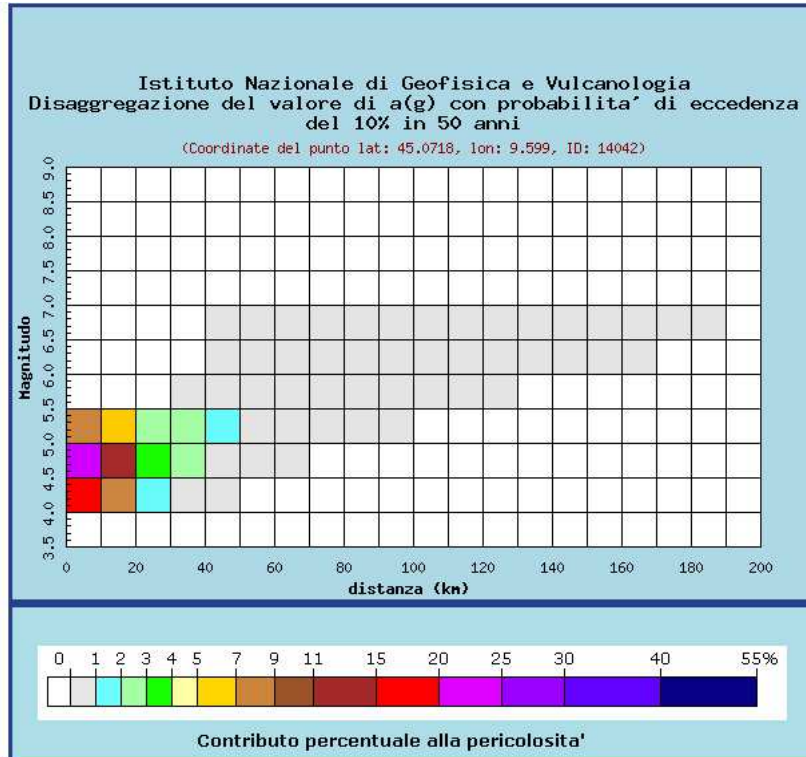
Tale elaborazione indica che gli eventi che contribuiscono alla sismicità dell'area sono contraddistinti da una magnitudo compresa tra 4,0 e 5,5, con valori medi di circa 4,80 e distanze epicentrali inferiori a 50 km, con valori medi di 15,1 km.

Si tratta pertanto di un'area contraddistinta da una sismicità medio-bassa, confermata anche dall'attribuzione del territorio comunale alla zona sismica 3.

Il valore di magnitudo ottenuto dalla disaggregazione è stato confrontato quello attribuito dalla zonazione sismogenetica ZS9 all'areale oggetto di intervento, che risulta essere pari a 6,14; adottando un approccio di tipo cautelativo, per eventuali approfondimenti di terzo livello si consiglia di assumere come valore di riferimento della magnitudo quello massimo previsto dalla zonazione sismogenetica ZS9.



Mapa pericolosità sismica tratta da Progetto DCP – INGV – S1



Dati di disaggregazione (variabilità in termini di magnitudo e distanza)

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.0718, lon: 9.599, ID: 14042)										
	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	19.100	24.900	8.340	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	7.130	12.700	6.530	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	1.360	3.430	2.630	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.427	2.060	2.280	0.865	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.057	0.982	1.680	0.961	0.048	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.178	0.824	0.759	0.277	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.010	0.281	0.481	0.316	0.061	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.069	0.242	0.221	0.046	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.011	0.116	0.149	0.032	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.057	0.100	0.023	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.023	0.064	0.016	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.040	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.023	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	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	0.000
180-190	0.000	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	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.800	15.100	0.681

Valori di magnitudo-distanza con relativa probabilità di accadimento del 10% in 50 anni

Categoria di sottosuolo e coeff. di amplificazione stratigrafica

Come segnalato in precedenza, sull'area indagata le prove penetrometriche pregresse e il sondaggio appositamente eseguito hanno evidenziato terreni prevalentemente limo-argillosi presso la superficie, che poggiano su di un substrato ghiaioso più compatto; la prospezione sismica ha evidenziato che la velocità di propagazione delle onde sismiche trasversali o di taglio nei primi 30 m di profondità su tali tipi di terreno, calcolata con l'eq.3.2.1. delle NTC 2018, vale $V_{s30}=552$ m/s in buon accordo con la prova HVSR appositamente eseguita per il presente lavoro.

In tale situazione, il sottosuolo va ascritto alla categoria B definita al c.3.2.2. delle NTC 2018 da cui, in base alla Tab.3.2.V delle NTC 2018 si può assumere:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s :

$$1,00 \leq (1,4 - 0,40 \times F_0 \times a_{g/g}) \leq 1,20$$

- coefficiente C_c :

$$1,10 \times (T_c^*)^{-0,2}$$

In conformità al comma 3.2.3.2. delle NTC 2018, il coeff. di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche vale quindi per SLV: $S = S_s \times S_t = 1,2 \times 1,0 = 1,2$

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito

Da cui deriva che l'accelerazione orizzontale massima al suolo sulla verticale del sito in esame per lo stato limite SLV e $P_{vr}=10\%$ è pari a:

- per la classe d'uso III: $a_{max} = a_g \times S = a_g \times S_s = 0,108 \times 1,2 = 0,130$ g

Suscettibilità del sottosuolo alla liquefazione

Per quanto riguarda invece la verifica di cui alle NTC 2018 (verifica alla possibilità di liquefazione dei terreni), al paragrafo 7.11.3.4.2 è ribadito che tali analisi possono essere omesse in presenza di uno dei seguenti casi:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di free-field) inferiori a $0.1g$ ($a < 1$ m/secq);
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano di campagna, quest'ultimo inteso ad andamento sub-orizzontale e con strutture a fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $N_{60} > 30$;
4. elevata presenza, nel fuso granulometrico, di terreni a componente fine (limi e argille) o di ghiaie.

Ciò premesso, il rischio di liquefazione del sottosuolo per l'area in esame può essere escluso per la natura granulometrica dei depositi (punto 4): la natura prevalentemente ghiaiosa e ciottolosa del sottosuolo, caratterizzata da valori di resistenza penetrometrica normalizzata (N') ampiamente > 30 , esclude infatti tale ipotesi.

Fattori di pericolosità geologica: rischio sismico

L'area interessata dal progetto in esame giace in zona del tutto pianeggiante: essa è senz'altro stabile e non risulta coinvolta da fenomeni franosi od erosivi, nè è soggetta al rischio di alluvionamento per tracimazione di corsi d'acqua.

Il sottosuolo, celato da esigua coltre limo-argillosa, è costituito da depositi ghiaio-sabbiosi ben addensati localmente intercalati da lenti sabbiose o in matrice limosa di apprezzabile consistenza, la cui compressibilità è peraltro limitata dallo scheletro ghiaioso.

Essi ospitano una falda acquifera di rilevante estensione e spessore, alimentata dalla corrente di subalveo del fiume Trebbia, la cui superficie piezometrica quivi giace a 11 metri circa sotto il piano di campagna. L'accelerazione sismica orizzontale attesa per lo SLV è stimabile:

$$a_{\max} = ag \times S = 0,108 \text{ g} \times 1,2 = 0,130 \text{ g}$$

SUGGERIMENTI E RACCOMANDAZIONI

In primo luogo risulta necessario evidenziare, ancora una volta, che sull'area sono presenti cumuli di terreno proveniente dai lavori di ampliamento della limitrofa scuola primaria.

Il progetto prevede la realizzazione di 3 vasche a profondità dell'acqua differente, una locale tecnico ed un edificio adibito a spogliatoi e bar.

Tutte le opere saranno dotate di fondazione diretta a platea; le caratteristiche geometriche (indicative) sono di seguito riportate:

Opera	Tipologia fondazionale	Dimensioni (approssimate)	spessore	Piano di imposta fondazione
Vasca 1	Platea	25mx10m	0,25m	-1.7m
Vasca2	Platea	11mx22m	0,25m	-1.6 m
Vasca 3	Platea	15mx8m	0,25 m	-1.0 m
Spogliatoi	Platea	14mx40	0,50 m	-1.2 m
Loc. tecnico	Platea	7mx10m	0,50 m	-3.8 m

Il progettista ci ha segnalato che per motivi di carattere tecnico su ognuno dei piani di posa sarà preliminarmente steso uno spessore di circa 10 cm di cls magro.

A seguito delle indagini eseguite il piano di posa delle platee non potrà essere posto a meno di 1,0 m circa dal piano di campagna naturale.

Il riempimento fra gli elementi modulari della piscina e il terreno naturale dovrà essere eseguito con ghiaietto lavato idoneamente costipato.

In merito ad eventuali pavimentazioni si prevedesse di realizzare nell'intorno delle vasche è opportuno che dette aree vengano preliminarmente scolturate del terreno agrario esistente (naturale) in modo da eliminare lo spessore di suolo infiltrato da radici e influenzato dalla risalita capillare dovuta alla variabilità climatica stagionale. Per raggiungere la quota di imposta delle pavimentazioni si consiglia di realizzare un cassonetto di ghiaia idoneamente costipata di spessore pari a circa 20/30cm posta su di un letto di sabbia lavata pari a 10cm circa; il pacchetto (il cui spessore sarà ovviamente funzione dello sbancamento necessario) verrà completato con la stesa di uno spessore di misto stabilizzato di circa 10cm.

Fondazioni dirette: formule utilizzate calcolo portanza

(Brich-Hansen - EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici ed applicando i coefficienti parziali imposti dalle NTC 2018 (cfr. Tab.6.2.II e 6.4.I)

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

dove:

$A' = B'$ = area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A'c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma:

$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi'$ per forma rettangolare

$s_q = 1 + \sin \phi'$ per forma quadrata o circolare

$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$ per forma rettangolare

$s_\gamma = 0,7$ per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Fattori correttivi Paolucci e Pecker

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg \phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2018 calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S \times S_T \times a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni. Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la “design ground acceleration on type A ground”.

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

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

Cedimenti di Burland e Burbidge

Il carico ammissibile va commisurato anche al cedimento ammesso dalla struttura; questo sarà una frazione del cedimento assoluto provocato dai sovraccarichi indotti dalle fondazioni per addensamento del sottosuolo sabbioso.

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche (come nel caso in esame), per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_C al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_C = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_C è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S , f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

Nel caso in esame si è assunto:

- $\gamma_1 = 1,5 \text{ t/mc}$ = peso di volume del rinterro che sarà steso sul piano di posa;
- $\gamma_2 = 2.0 \text{ t/mc}$ (peso di volume del terreno ghiaioso sabbioso di fondazione)
- $D_f = 0,7\text{m}$ = valore dell'incastro di fondazione (compreso dello strato di cls magro al di sotto della platea);
- $e = 0$ (in assenza di apprezzabili eccentricità);
- $T = N \times a_{max}$ = in assenza di altre azioni orizzontali oltre a quelle del sisma, essendo $a_{max} = 0,1g$.

I valori di γ_R e φ variano a seconda dell'approccio di cui alle NTC 2018:

- per la combinazione A1+M1+R3:

$$\gamma_R = 2,3; \varphi = \varphi_{cv} = 28^\circ \text{ per i limi e } 32^\circ \text{ per le ghiaiesabbiose.}$$

Ai sensi delle NTC 2018 il rapporto tra resistenze ed azioni, ovvero il coeff. di sicurezza a rottura F_s , deve risultare:

$$F_s = R_d/E_d = q_{lim}/(q - q_0) > 1,0$$

essendo q il carico unitario trasmesso sul piano di posa dalla base efficace della fondazione con lati di base $B' = B - 2e$ ed $L' = L - 2e$ (ovvero al netto di eventuali eccentricità).

Carico limite

Con i parametri e le relazioni summenzionate si sono quindi calcolati, utilizzando la relazione di BRINCH-HANSEN (cfr. Annex D dell'EC7 in prEN 1997-1) e i coefficienti

parziali delle NTC 2018 (cfr. Tab.6.2.II e 6.4.I), il carico unitario limite delle singole platee; in tale situazione il cedimento indotto da un carico di esercizio $q = q_{lim}$ raggiungerebbe valori non trascurabili, di norma inammissibili per le strutture in progetto.

Carico ammissibile e stima cedimenti

Si è quindi calcolato il carico unitario ammissibile alla base di ogni singola struttura fondazionale, così come previste da progetto, incrementando il sovraccarico da 0,5 a 1,4 kg/cmq, utilizzando la relazione di BRINCH-HANSEN (cfr. Annex D dell'EC7 in prEN 1997-1), con i coefficienti parziali delle NTC 2018 (cfr. Tab.6.2.II e 6.4.I), verificando che:

- a tale carico unitario corrisponda un coefficiente di sicurezza a rottura $F_s = q_{lim} / (q_{amm} - q_0) > 1,1$;
- il cedimento indotto da tali fondazioni, sollecitate da un carico di esercizio $q = q_{amm}$, sia contenuto ed ammissibile dalla struttura.

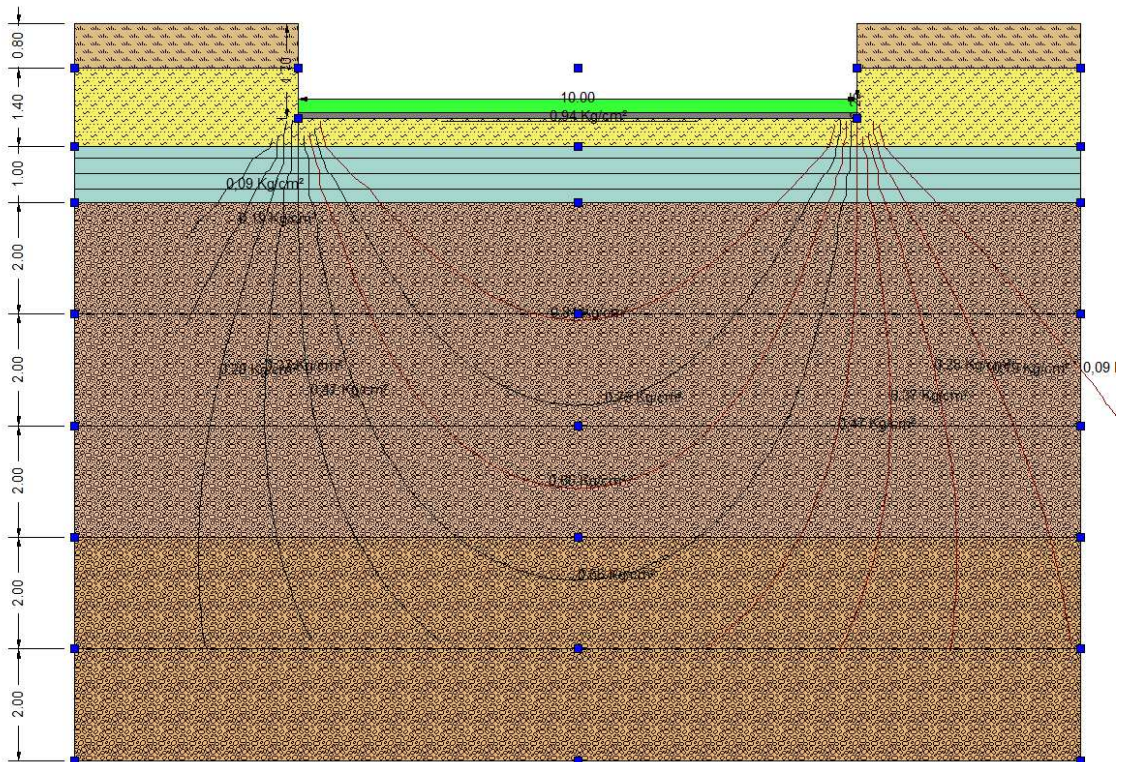
Si rammenta che tali calcoli sono stati eseguiti senza considerare il peso proprio e verificati in assenza di apprezzabile eccentricità.

Di seguito si riportano i risultati in formato tabellare le verifiche eseguite per ogni singola struttura in progetto.

VASCA 1 - PLATEA DI FONDAZIONE

Dimensioni	Condizioni	Approccio2 Combinazione A1+M1+R3	Carico Limite Kg/cmq
25m x 10m Spessore 0,25m Incastro=0,35m	Drenate	Assenza di sisma	9.45
		Sisma	9.23

CARICO D'ESERCIZIO IN FUNZIONE DEL CEDIMENTO		
Carico Assiale T	Cedimenti	
	Kg/cmq	mm
1.250	0,5	3.6
1.750	0,7	6.1
2.500	1	9.9
3.000	1,2	12.4
3.500	1,4	14.9

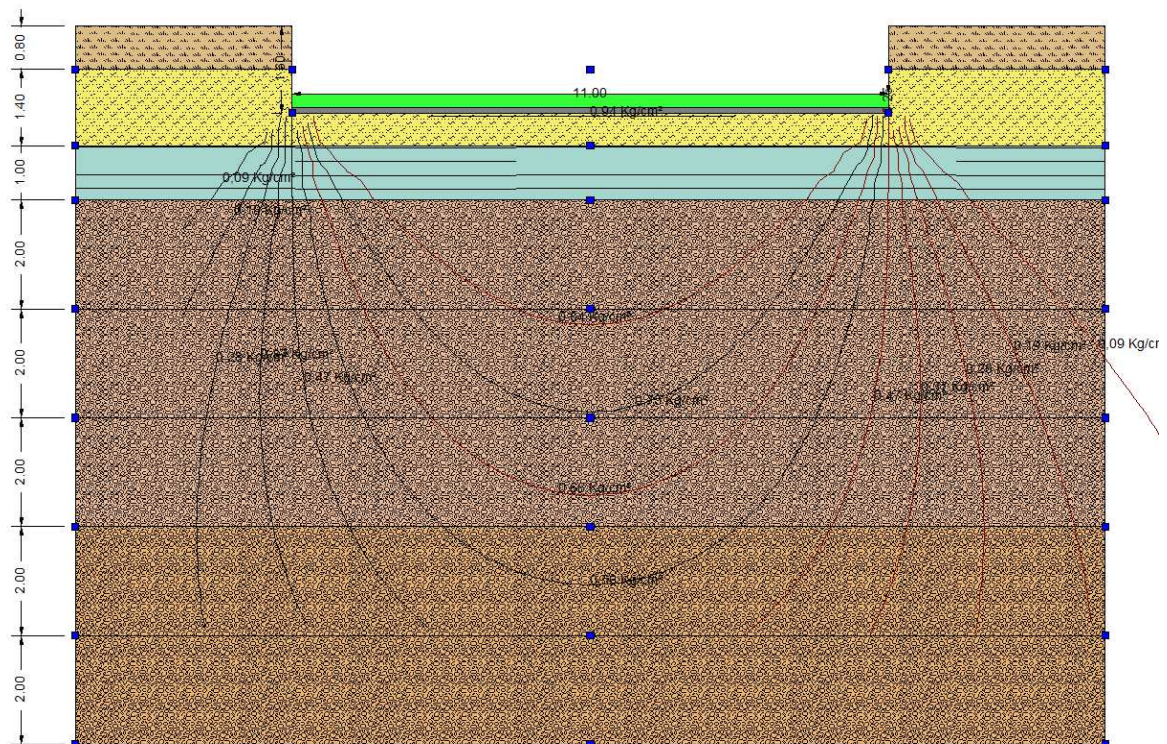


Modello di calcolo per la stima dei cedimenti; l'area interessata, in base ai carichi applicati raggiunge oltre 9 metri dal piano di posa della fondazione

VASCA 2- PLATEA DI FONDAZIONE

Dimensioni	Condizioni	Approccio2 Combinazione A1+M1+R3	Carico Limite Kg/cmq
11m x 22m Spessore 0,25m Incastro=0,35m	Drenate	Assenza di sisma	9.89
		Sisma	9.66

CARICO D'ESERCIZIO IN FUNZIONE DEL CEDIMENTO		
Carico Assiale T	Cedimenti	
	Kg/cmq	mm
1.210	0,5	5.1
1.694	0,7	6.44
2.420	1	10.2
2.904	1,2	12.9
3.388	1,4	15.4

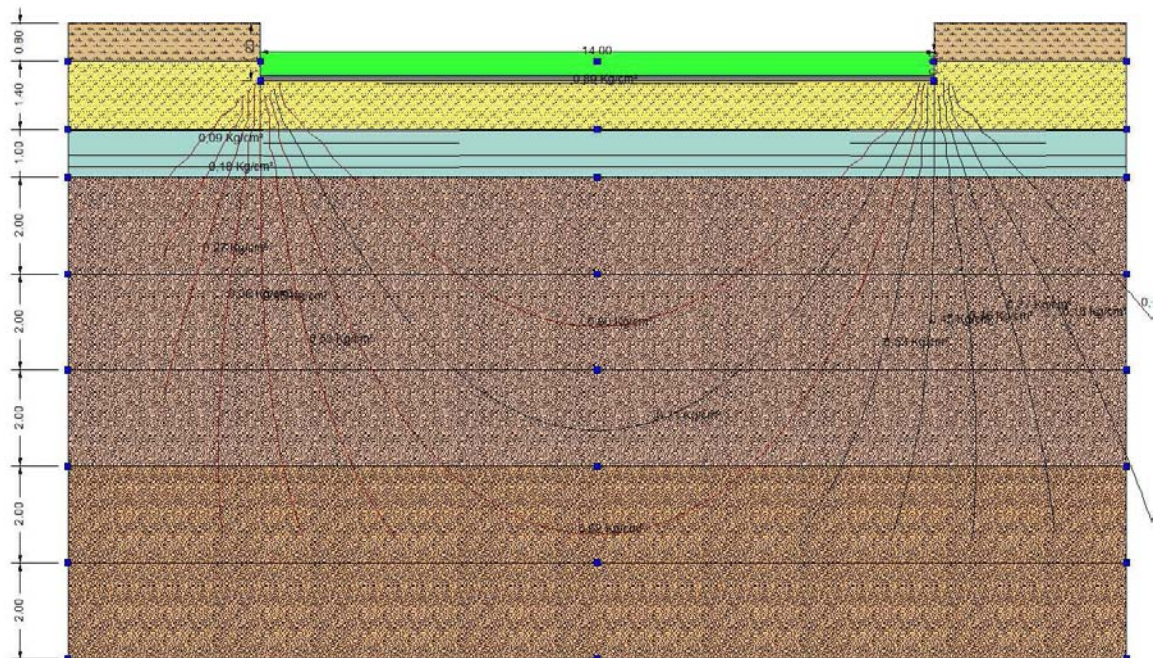


Modello di calcolo per la stima dei cedimenti; l'area interessata, in base ai carichi applicati raggiunge oltre 9 metri dal piano di posa della fondazione

SPOGLIATOI - PLATEA DI FONDAZIONE

Dimensioni	Condizioni	Approccio2 Combinazione A1+M1+R3	Carico Limite Kg/cmq
14m x 40m Spessore 0,5m Incastro=0,60m	Drenate	Assenza di sisma	13.83
		Sisma	13.51

CARICO D'ESERCIZIO IN FUNZIONE DEL CEDIMENTO		
Carico Assiale T	Cedimenti	
	Kg/cmq	mm
2.800	0,5	7.3
3.920	0,7	11.6
5.600	1	17.9
6.720	1,2	22.1
7.840	1,4	26.3

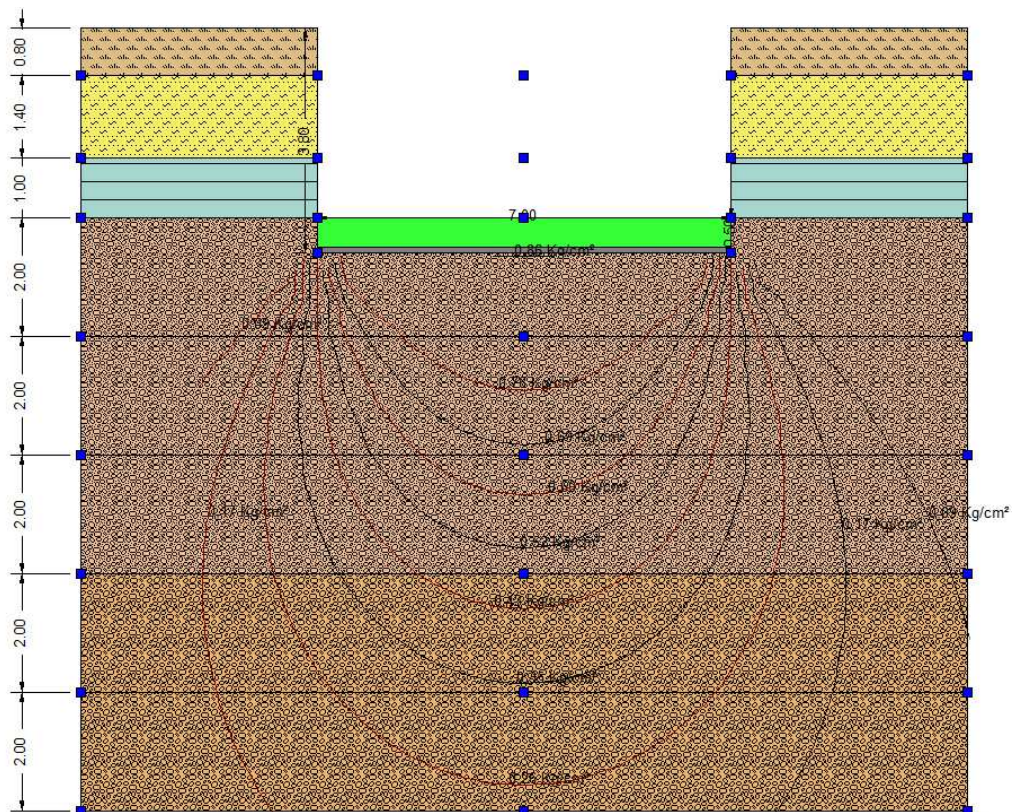


Modello di calcolo per la stima dei cedimenti; l'area interessata, in base ai carichi applicati raggiunge oltre 9 metri dal piano di posa della fondazione

LOCALE TECNICO - PLATEA DI FONDAZIONE

Dimensioni	Condizioni	Approccio2 Combinazione A1+M1+R3	Carico Limite Kg/cmq
7m x 10m Spessore 0,5m Incastro=0,6m	Drenate	Assenza di sisma	15.46
		Sisma	15.23

CARICO D'ESERCIZIO IN FUNZIONE DEL CEDIMENTO		
Carico Assiale T	Cedimenti	
	Kg/cmq	mm
350	0,5	≈ 0
490	0,7	1.2
700	1	3.0
840	1,2	4.28
980	1,4	5.4



Modello di calcolo per la stima dei cedimenti; l'area interessata, in base ai carichi applicati raggiunge oltre 9 metri dal piano di posa della fondazione

Il coeff. di sottofondo o di Winkler di tali fondazioni, pari al rapporto tra il sovraccarico agente sul piano di posa (al netto del peso del terreno rimosso dagli scavi), ed il corrispondente cedimento assoluto, può essere calcolato con la relazione:

$$K_r = Dq/w$$

Scorrimento

Ai sensi del D.M.17/01/18, e sulla scorta del paragr.6.5.3. dell'EC7, al fine della verifica della sicurezza allo scorrimento sui diversi piani di posa si specifica quanto segue:

Vasche e Spogliatoi

i piani di posa previsti da progetto, stante le risultanze delle prove eseguite, saranno ricavati entro lo strato limoso, dotato di un angolo d'attrito drenato pari a $\varphi_{cv} = 28^\circ$, le resistenze al taglio che s'oppongono alle forze di scorrimento orizzontali possono essere così determinate:

- in condizioni drenate: $S_d = N' \times \tan(\varphi_r) / \gamma_M / \gamma_R = N' \times \tan(28^\circ) / 1,0 / 1,1 = N' \times 0,48$
essendo:
- N' il carico verticale trasmesso sull'area efficace della base di fondazione
- γ_M i coeff. di sicurezza parziali di Tab.6.2.II. delle NTC 2018 e
- γ_R i coeff. di sicurezza parziali di Tab.7.11.II. delle NTC medesime.

Locale tecnico

il piano di posa previsto da progetto, stante le risultanze delle prove eseguite, sarà ricavato entro lo strato ghiaioso in matrice sabbiosa, dotato di un angolo d'attrito drenato pari a $\varphi_{cv} = 32^\circ$, le resistenze al taglio che s'oppongono alle forze di scorrimento orizzontali possono essere così determinate:

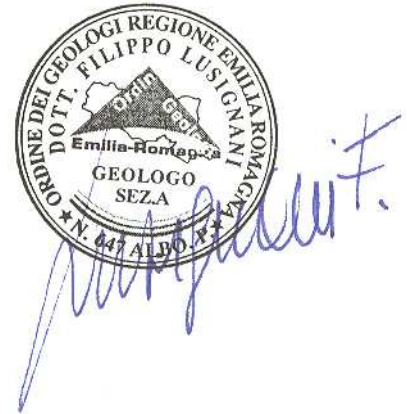
- in condizioni drenate: $S_d = N' \times \tan(\varphi_r) / \gamma_M / \gamma_R = N' \times \tan(32^\circ) / 1,0 / 1,1 = N' \times 0,56$
essendo:
- N' il carico verticale trasmesso sull'area efficace della base di fondazione
- γ_M i coeff. di sicurezza parziali di Tab.6.2.II. delle NTC 2018 e
- γ_R i coeff. di sicurezza parziali di Tab.7.11.II. delle NTC medesime.

CONCLUSIONI

In base a quanto emerso dalle indagini eseguite e sulla base delle “Prescrizioni e raccomandazioni” sopra descritte, non si ravvisano particolari controindicazioni di carattere geologico all’esecuzione del progetto in esame, né alcun rischio per la pubblica incolumità.

Si rimane a disposizione per ulteriori chiarimenti si rendessero necessari

In fede



**PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA COSTRUZIONE DELLA
NUOVA PISCINA VIA SERENA (SAN NICOLO')**

**PROVE
PENETROMETRICHE
CPT**

Studio Lusignani
servizi di geologia ingegneria ed ambiente

Simboli:

qc = resistenza unitaria alla punta
 qt >= qc = qc + u2 x (1+a) = resistenza corretta in funzione della pressione interstiziale u2
 fs = resistenza unitaria laterale
 Rf = 100 x fs/qc
 uo = pressione idrostatica; Pa = pressione atmosferica

peso di volume totale: $\gamma = 0,27 \times \log(Rf) + 0,36 \times \log(qt/Pa) + 1,236$ (GREGG, 2010)
 carico geostatico totale: $\sigma_{vo} = \gamma \times z$ alla profondità z
 carico geostatico effettivo: $\sigma'_{vo} = \gamma \times z - u_o$ a profondità z > livello di falda
 $Qt1 = (qt - \sigma_{vo}) / (\sigma'_{vo})$
 $Fr = fs / (qt - \sigma_{vo}) \times 100\%$
 $Ic = (3,47 - \log Qt1)^2 + (1,22 + \log Fr)^2$ (ROBERTSON, 2012)
 $Qtn = [(qt - \sigma_{vo}) / Pa] / (Pa / \sigma'_{vo})^n$ ove $n = 0,381 \times Ic + 0,05 \times (\sigma_{vo}' / Pa) - 0,15 \leq 1,0$ (ROBERTSON, 2012)
 $Qtn\ CS = Kc \times Qtn$ ove $Kc = f(Ic) =$ resistenza equivalente per sabbie pulite (ROBERTSON 1998, 2012)
 $N60 = qt / Pa / 10^{(1,1268 - 0,2817 \times Ic)}$ = NSPT (ROBERTSON, 2012)

terreni incoerenti = $Ic < 2,6$ (ROBERTSON, 2012):
 densità relativa: $Dr \% = 100 \times (Qtn / 350)^{0,5}$ (GREGG, 2010)
 angolo d'attrito di picco: $\phi_p = 17,6^\circ + 11 \times \log(Qtn)$ (GREGG, 2010)
 angolo d'attrito a volume costante: $\phi_{cv} = \phi_p' - 15,84 \times \log(Qtn\ CS) + 26,88$ (ROBERTSON, 2012)
 modulo elastico $E' = 0,015 \times (qt - \sigma_{vo}) \times 10^{(0,55 \times Ic + 0,68)}$ (ROBERTSON, 2012)

terreni coesivi = $Ic > 2,6$ (ROBERTSON, 2012):
 coesione non drenata: $c_u = (qt - \sigma_{vo}) / Nk$ ove $Nk = 10,5 + 7 \times \log(Fr)$ (ROBERTSON, 2012)
 angolo d'attrito di picco: $\phi_p = \arcsin(2 \times c_u / (\sigma_{vo}' \times OCR^{0,8}))$ (rif. MAYNE 2001)
 sensibilità: $St = c_u / c_{u,r} = 7 / Fr$ ove $c_{u,r}$ = coesione non drenata residua (GREGG, 2010)
 grado di sovraconsolidazione: $OCR = 0,25 \times (Qt1)^{1,2}$ (CSSM in Robertson 2012)

tutti i terreni:
 modulo edometrico: $E_{ed} = \alpha M \times (qt - \sigma_{vo})$ ove:
 $\alpha M = 14$ se $Ic > 2,2$, $Qtn > 14$; $\alpha M = Qtn$ se $Ic > 2,2$, $Qtn < 14$; $\alpha M = 0,03 \times 10^{(0,55 \times Ic + 1,68)}$ se $Ic < 2,2$ (ROBERTSON, 2012)
 modulo di taglio a piccole deformazioni: $G_o = 0,0188 \times (qt - \sigma_{vo}) \times 10^{(0,55 \times Ic + 1,68)}$ (ROBERTSON, 2012)
 coeff. di permeabilità: $K (m/s) = 10^{(0,952 - 3,04 \times Ic)}$ se $1 < Ic < 3,27$; $K = 10^{(-4,52 - 1,37 \times Ic)}$ se $3,27 < Ic < 4$ (GREGG, 2010)
 velocità onde di taglio: $V_s (m/s) = (10^{(0,55 \times Ic + 1,68)} \times Qtn)^{0,5}$ (ROBERTSON, 2012)

Classificazione di ROBERTSON

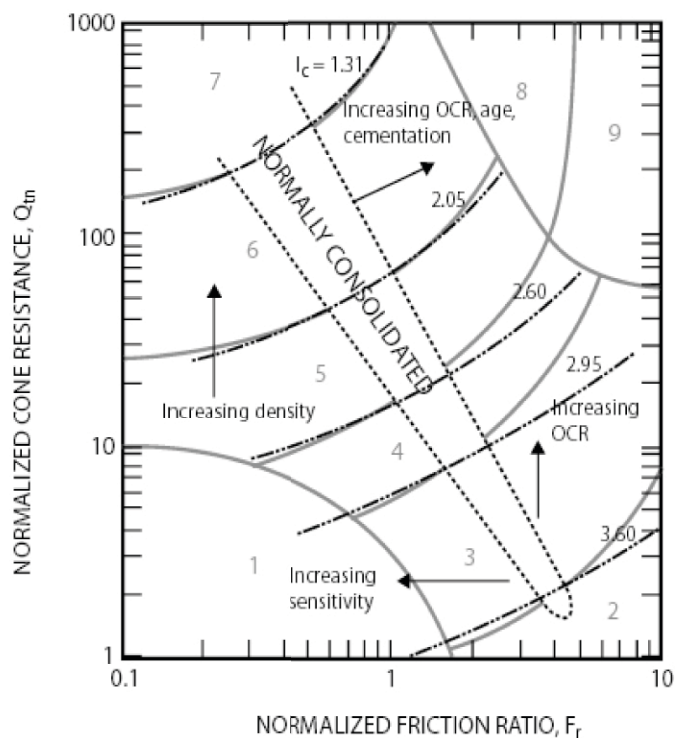
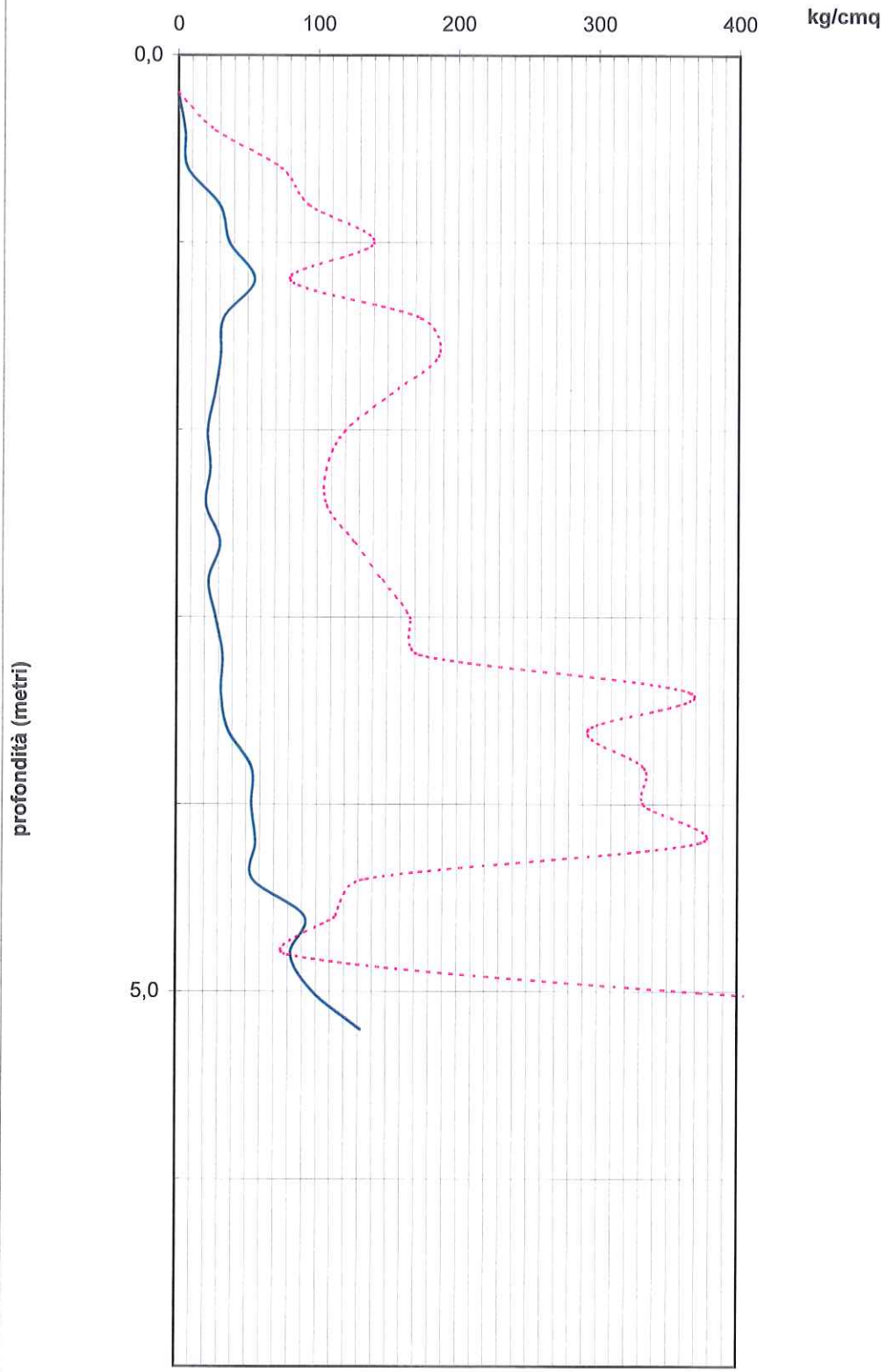


Fig. 1. SBT chart based on normalized CPT parameters (modified from Robertson 1990)

Prova CPT n.1

— qc kg/cmq
- - - fs x 100 kg/cmq



CPT **n.1**

profondità superficie piezometrica: metri **>3,6**

- parametri geotecnici locali -

profondità m	qc kg/cmq	fs kg/cmq	Rf = 100xf _s /q _c	γ t/mc	u _o t/mg	σ _{vo} ' kg/cmq	σ _{vo} kg/cmq	Qt1 -	Fr %	lc -	N60 colpi/30 cm	Classif di Robertson n.	descrizione	n	Qtn -	Kc -	QtnCS -	Dr %	φ _p °	φ _{cv} °	Nk -	cu kg/cmq	φ clay °	St cu/cu r	OCR -	αM -	Eed kg/cmq	Go kg/cmq	E' kg/cmq	K m/s		
0,20	0				0,00	0,00	0,00																									
0,40	5	0,27	5,3	1,7	0,00	0,02	0,02	296	5,4	2,2	1,5	9	terre cementate o n.d.	0,69	82	1,6	134	48	39	≈31,8						23	115	72	57	≈2,0E		
0,60	7	0,73	10,5	1,8	0,00	0,05	0,05	134	10,6	2,6	2,8	9	terre cementate o n.d.	0,85	86	5,9	509					17,7	0,39	≈25	0,7	89	14	97	171		≈1,0E	
0,80	30	0,93	3,1	1,9	0,00	0,09	0,09	336	3,1	2,0	8,0	8	sabbie cementate	0,60	128	1,2	159	60	41	≈32,8						17	512	321	256		≈1,0E	
1,00	37	1,40	3,8	2,0	0,00	0,13	0,13	289	3,8	2,1	10,5	9	terre cementate o n.d.	0,64	138	1,4	193	63	41	≈31,8						20	722	452	361		≈4,8E	
1,20	55	0,80	1,5	1,9	0,00	0,17	0,17	330	1,5	1,7	12,2	6	sabbie	0,50	134	1,0	137	62	41	≈34,0						12	661	414	330		≈7,0E	
1,40	33	1,73	5,3	2,0	0,00	0,21	0,21	160	5,3	2,3	11,1	9	terre cementate o n.d.	0,74	107	2,0	214	55	40	≈29,9						14	459	557	444		≈8,0E	
1,60	31	1,87	6,0	2,0	0,00	0,24	0,24	126	6,1	2,4	11,2	9	terre cementate o n.d.	0,79	93	2,4	226	52	39	≈28,9						14	431	598	477		≈3,7E	
1,80	27	1,53	5,7	2,0	0,00	0,28	0,28	94	5,7	2,5	10,1	9	terre cementate o n.d.	0,81	74	2,7	198	46	38	≈28,7						14	374	557	444		≈2,6E	
2,00	22	1,20	5,5	1,9	0,00	0,32	0,32	67	5,5	2,6	8,6	5	limi sabbiosi	0,84	56	4,2	234	40	37	≈26,2						14	303	499	398		≈1,5E	
2,20	24	1,07	4,4	1,9	0,00	0,36	0,36	65	4,5	2,5	9,1	5	limi sabbiosi	0,82	55	2,8	151	39	37	≈29,1						14	331	504	402		≈2,3E	
2,40	21	1,07	5,1	1,9	0,00	0,40	0,40	52	5,2	2,6	8,5	4	argille limose	0,87	46	5,9	269				15,5	1,33	≈27	1,4	28	14	288	507			≈1,0E	
2,60	31	1,27	4,1	1,9	0,00	0,44	0,44	70	4,1	2,5	11,4	5	limi sabbiosi	0,81	60	2,5	151	41	37	≈29,5						14	428	615	491		≈3,1E	
2,80	23	1,47	6,4	1,9	0,00	0,48	0,48	47	6,5	2,7	10,0	4	argille limose	0,91	44	4,1	181				16,2	1,39	≈26	1,1	26	14	315	629			≈5,1E	
3,00	28	1,67	6,0	2,0	0,00	0,52	0,52	53	6,1	2,7	11,7	4	argille limose	0,89	49	7,7	380				16,0	1,72	≈26	1,2	30	14	385	714			≈7,6E	
3,20	33	1,73	5,3	2,0	0,00	0,55	0,55	58	5,3	2,6	13,2	5	limi sabbiosi	0,86	54	5,0	269	39	37	≈25,0						14	454	773	617		≈1,2E	
3,40	32	3,67	11,5	2,1	0,00	0,60	0,60	53	11,7	2,9	15,5	4	argille limose	0,98	52	5,5	286				18,0	1,75	≈23	0,6	29	14	440	1082			≈1,6E	
3,60	37	2,93	7,9	2,0	0,00	0,64	0,64	57	8,1	2,7	16,2	4	argille limose	0,92	55	4,2	233				16,8	2,16	≈25	0,9	32	14	509	1039			≈4,5E	
3,80	54	3,33	6,2	2,1	0,02	0,66	0,68	81	6,3	2,5	21,1	9	terre cementate o n.d.	0,85	76	3,9	297	47	38	≈26,0						14	747	1212	967		≈1,6E	
4,00	54	3,33	6,2	2,1	0,04	0,68	0,72	78	6,3	2,6	21,2	5	limi sabbiosi	0,86	74	4,1	307	46	38	≈25,7						14	746	1225	977		≈1,5E	
4,20	57	3,73	6,5	2,1	0,06	0,70	0,76	80	6,6	2,6	22,6	9	terre cementate o n.d.	0,87	77	4,5	348	47	38	≈25,0						14	787	1316	1050		≈1,3E	
4,40	55	1,33	2,4	2,0	0,08	0,72	0,80	75	2,5	2,3	17,9	5	limi sabbiosi	0,75	69	1,8	128	44	38	≈31,4						14	759	860	686		≈1,2E	
4,60	92	1,13	1,2	2,0	0,10	0,74	0,84	123	1,2	1,9	23,6	6	sabbie	0,61	110	1,2	131	56	40	≈33,4						16	1462	916	731		≈1,4E	
4,80	82	0,80	1,0	1,9	0,12	0,76	0,88	107	1,0	1,9	20,8	6	sabbie	0,61	96	1,2	113	52	39	≈33,8						16	1267	794	633		≈1,7E	
5,00	98	3,73	3,8	2,1	0,14	0,78	0,92	125	3,8	2,3	31,9	5	limi sabbiosi	0,75	117	1,9	217	58	40	≈30,2						14	1359	1546	1233		≈1,1E	
5,20	132	8,67	6,6	2,2	0,16	0,80	0,96	163	6,6	2,4	46,7	9	terre cementate o n.d.	0,80	156	2,3	359	67	42	≈28,1						14	1835	2453	1957		≈4,6E	

PROVA CPT **n.1**

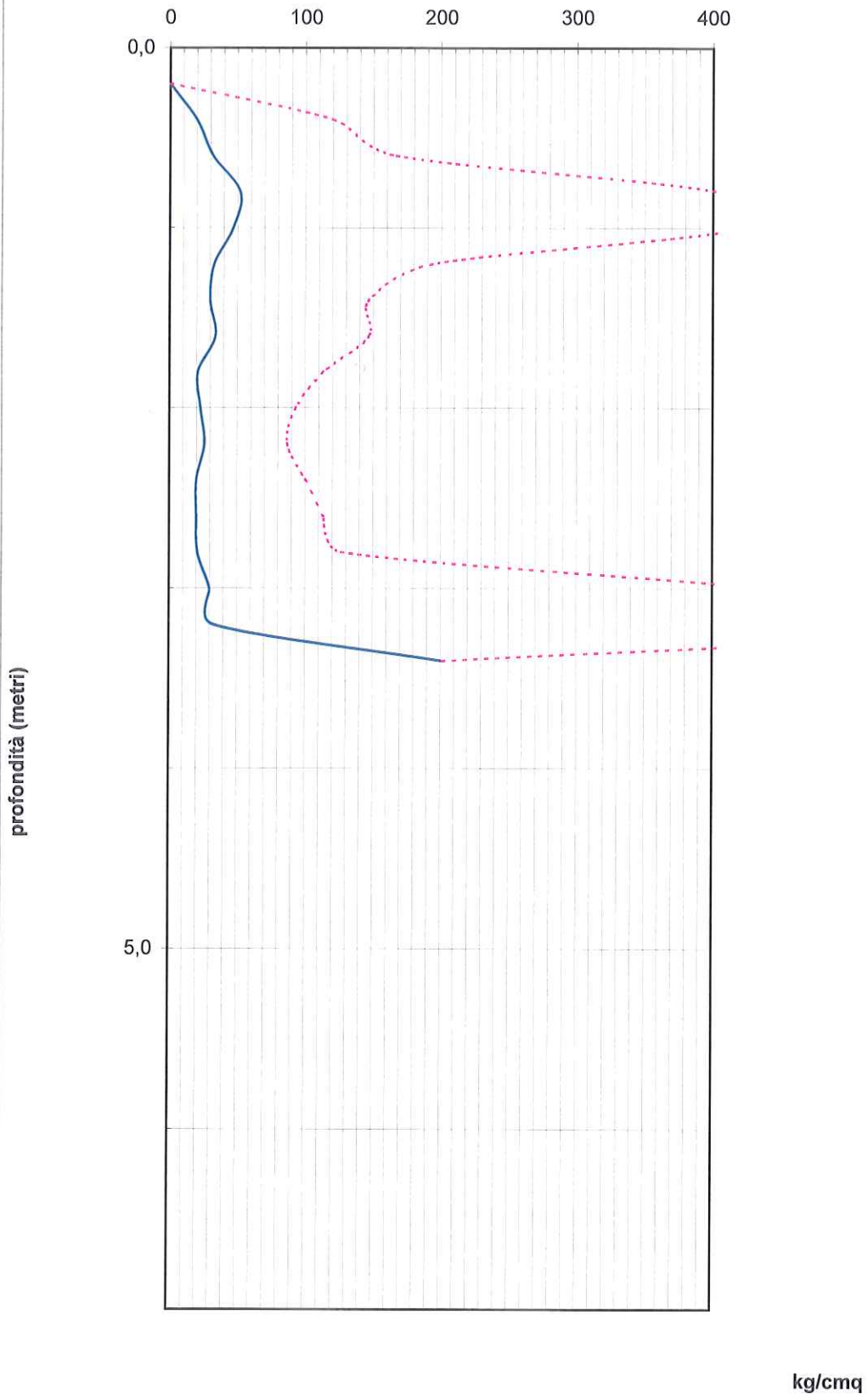
profondità superficie piezometrica: metri **>3,6**

- parametri geotecnici medi -

profondità	qc	fs	lc	granulometria	comportamento	spessore	qc	fs	N60	Dr	φp	φcv	cu	φ clay	St	OCR	Eed	Go	E'	k	Vs	
da m	kg/cmq	kg/cmq	-	(cfr. ROBERTSON 1990)	prevalente	m	kg/cmq	kg/cmq	colpi/30 cm	%	°	°	kg/cmq	°	-	cu/cu r	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	m/s	m/s	
0,2																						
0,4	5	0,27	2,2	terre cementate o n.d.																		
0,6	7	0,73	2,6	terre cementate o n.d.																		
0,8	30	0,93	2,0	sabbie cementate																		
1,0	37	1,40	2,1	terre cementate o n.d.																		
1,2	55	0,80	1,7	sabbie	riporto	1,0	27	0,77	7	58	40	32,6	0,39	≈25		89	421	286	251	≈1,7E-05	118	
1,4	33	1,73	2,3	terre cementate o n.d.																		
1,6	31	1,87	2,4	terre cementate o n.d.																		
1,8	27	1,53	2,5	terre cementate o n.d.																		
2,0	22	1,20	2,6	limi sabbiosi																		
2,2	24	1,07	2,5	limi sabbiosi																		
2,4	21	1,07	2,6	argille limose																		
2,6	31	1,27	2,5	limi sabbiosi	incoerente	1,4	27	1,39	10	46	38	28,7					373	548	443	≈3,2E-07	171	
2,8	23	1,47	2,7	argille limose																		
3,0	28	1,67	2,7	argille limose																		
3,2	33	1,73	2,6	limi sabbiosi																		
3,4	32	3,67	2,9	argille limose																		
3,6	37	2,93	2,7	argille limose	coesivo	1,0	31	2,29	13				1,75	≈25	0,9	29	421	848		≈6,2E-08	211	
3,8	54	3,33	2,5	terre cementate o n.d.																		
4,0	54	3,33	2,6	limi sabbiosi																		
4,2	57	3,73	2,6	terre cementate o n.d.																		
4,4	55	1,33	2,3	limi sabbiosi	incoerente	0,8	55	2,93	20,68	46	38	27,0					760	1153	920	≈4,0E-07	247	
4,6	92	1,13	1,9	sabbie																		
4,8	82	0,80	1,9	sabbie																		
5,0	98	3,73	2,3	limi sabbiosi																		
5,2	132	8,67	2,4	terre cementate o n.d.	incoerente	0,8	101	3,58	30,75	58	40	31,4					1481	1427	1139	≈8,2E-06	269	

Prova CPT n.2

— qc kg/cmq
- - fs x 100 kg/cmq



CPT **n.2**

profondità superficie piezometrica: metri **>3,6**

- parametri geotecnici locali -

profondità	qc	fs	Rf =	γ	uo	σvo'	σvo	Qt1	Fr	lc	N60	Classif di Robertson	n	Qtn	Kc	QtnCS	Dr	φp	φcv	Nk	cu	φ clay	St	OCR	αM	Eed	Go	E'	K	
m	kg/cmq	kg/cmq	100xf/qc	t/mc	t/mq	kg/cmq	kg/cmq	-	%	-	colpi/30 cm	n.	descrizione	-	-	-	-	%	°	°	kg/cmq	°	cu/cu r	-	-	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	m/ε	
0,20	0				0,00	0,00	0,00																							
0,40	20	1,20	6,0	1,9	0,00	0,02	0,02	1044	6,0	2,0	5,6	8	sabbie cementate	0,63	243	1,4	333	83	44	≈30,8					19	384	241	192	≈5,3E	
0,60	32	1,67	5,2	2,0	0,00	0,06	0,06	551	5,2	2,1	9,2	9	terre cementate o n.d.	0,64	198	1,4	279	75	43	≈31,0					20	631	395	316	≈4,6E	
0,80	52	4,07	7,8	2,1	0,00	0,10	0,10	526	7,8	2,2	16,6	9	terre cementate o n.d.	0,71	268	1,8	477	88	44	≈28,8					14	727	800	638	≈1,4E	
1,00	47	4,20	8,9	2,1	0,00	0,14	0,14	333	9,0	2,4	16,3	9	terre cementate o n.d.	0,76	208	2,2	457	77	43	≈27,9					14	656	848	677	≈5,6E	
1,20	33	1,93	5,9	2,0	0,00	0,18	0,18	181	5,9	2,3	11,2	9	terre cementate o n.d.	0,75	117	2,1	241	58	40	≈29,5					14	459	565	451	≈7,4E	
1,40	30	1,47	4,9	2,0	0,00	0,22	0,22	135	4,9	2,3	10,2	9	terre cementate o n.d.	0,75	93	2,1	191	51	39	≈30,0					14	417	516	412	≈7,1E	
1,60	34	1,47	4,3	2,0	0,00	0,26	0,26	130	4,3	2,3	11,3	9	terre cementate o n.d.	0,74	91	2,0	178	51	39	≈30,4					14	472	559	446	≈9,1E	
1,80	21	1,13	5,4	1,9	0,00	0,30	0,30	69	5,5	2,5	8,2	5	limi sabbiosi	0,84	57	3,8	218	40	37	≈26,7					14	290	469	374	≈1,6E	
2,00	23	0,93	4,1	1,9	0,00	0,34	0,34	67	4,1	2,5	8,5	5	limi sabbiosi	0,80	54	2,6	141	39	37	≈29,5					14	317	461	368	≈2,9E	
2,20	26	0,87	3,3	1,9	0,00	0,37	0,37	68	3,4	2,4	9,2	5	limi sabbiosi	0,78	55	2,3	126	40	37	≈30,4					14	359	478	382	≈4,7E	
2,40	20	1,00	5,0	1,9	0,00	0,41	0,41	48	5,1	2,6	8,2	4	argille limose	0,87	42	6,7	284			15,5	1,27	≈27	1,4	26	14	274	495		≈8,9E	
2,60	20	1,13	5,7	1,9	0,00	0,45	0,45	43	5,8	2,7	8,6	4	argille limose	0,90	40	4,0	160			15,8	1,23	≈26	1,2	23	14	274	537		≈5,5E	
2,80	21	1,27	6,0	1,9	0,00	0,49	0,49	42	6,2	2,7	9,2	4	argille limose	0,91	39	4,2	167			16,0	1,28	≈26	1,1	22	14	287	586		≈4,5E	
3,00	30	4,47	14,9	2,1	0,00	0,53	0,53	56	15,2	3,0	15,2	3	argille	1,00	56	6,3	349			18,8	1,57	≈22	0,5	31	14	413	1119		≈9,3E	
3,20	33	6,53	19,8	2,1	0,00	0,57	0,57	57	20,1	3,1	17,8	3	argille	1,00	57	7,3	417			19,6	1,65	≈21	0,3	32	14	454	1392		≈4,7E	
3,40	201	2,00	1,0	2,1	0,00	0,61	0,61	327	1,0	1,5	41,0	6	sabbie	0,47	252	1,0	252	85	44	≈32,9					10	2046	1282	1023	≈1,8E	

PROVA CPT **n.2**

profondità superficie piezometrica: metri **>3,6**

- parametri geotecnici medi -

profondità da m	qc kg/cmq	fs kg/cmq	lc -	granulometria (cfr. ROBERTSON 1990)	comportamento prevalente	spessore m	qc kg/cmq	fs kg/cmq	N60 colpi/30 cm	Dr %	φp °	φcv °	cu kg/cmq	φ clay °	St -	OCR cu/cu r	Eed kg/cmq	Go kg/cmq	E' kg/cmq	k m/s	Vs m/s	
0,2																						
0,4	20	1,20	2,0	sabbie cementate																		
0,6	32	1,67	2,1	terre cementate o n.d.																		
0,8	52	4,07	2,2	terre cementate o n.d.																		
1,0	47	4,20	2,4	terre cementate o n.d.	incoerente	0,8	38	2,48	12	81	44	29,6					599	571	456	≈2,9E-06	169	
1,2	33	1,93	2,3	terre cementate o n.d.																		
1,4	30	1,47	2,3	terre cementate o n.d.																		
1,6	34	1,47	2,3	terre cementate o n.d.																		
1,8	21	1,13	2,5	limi sabbiosi																		
2,0	23	0,93	2,5	limi sabbiosi																		
2,2	26	0,87	2,4	limi sabbiosi	incoerente	1,2	28	1,30	10	47	38	29,4					386	508	405	≈5,5E-07	164	
2,4	20	1,00	2,6	argille limose																		
2,6	20	1,13	2,7	argille limose																		
2,8	21	1,27	2,7	argille limose																		
3,0	30	4,47	3,0	argille																		
3,2	33	6,53	3,1	argille	coesivo	1,0	25	2,88	12				1,40	≈25	0,9	27	340	826		≈4,1E-08	205	
3,4	201	2,00	1,5	sabbie	incoerente	0,2	201	2,00	41	85	44	32,9					2046	1282	1023	≈1,8E-04	261	

**PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA COSTRUZIONE DELLA
NUOVA PISCINA VIA SERENA (SAN NICOLO')**

PROVA HVSR
validazione curva H/V secondo criteri
SESAME

Riassunto interpretazione HVSR V1

N.	H(m)	Vs(m/s)
1	0,22	70
2	0,76	165
3	2,08	177
4	7,07	297
5	21,57	579
6	26,5	581
7	36,23	661
8	47,48	663
9	83,53	665
10	349,99	756
11	Oltre	2012

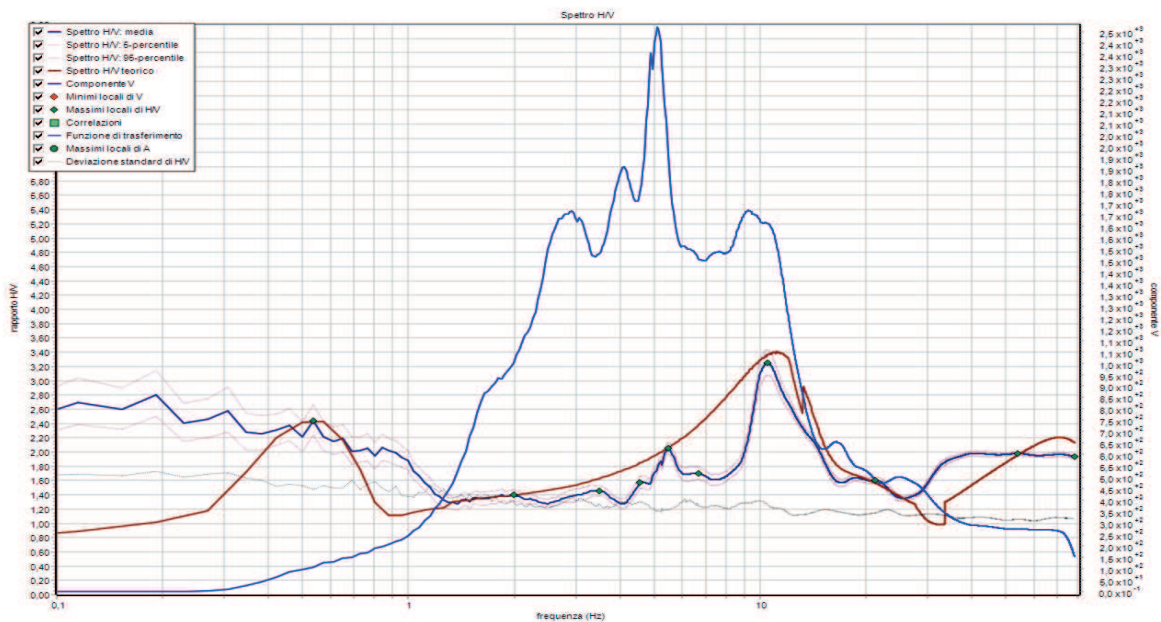
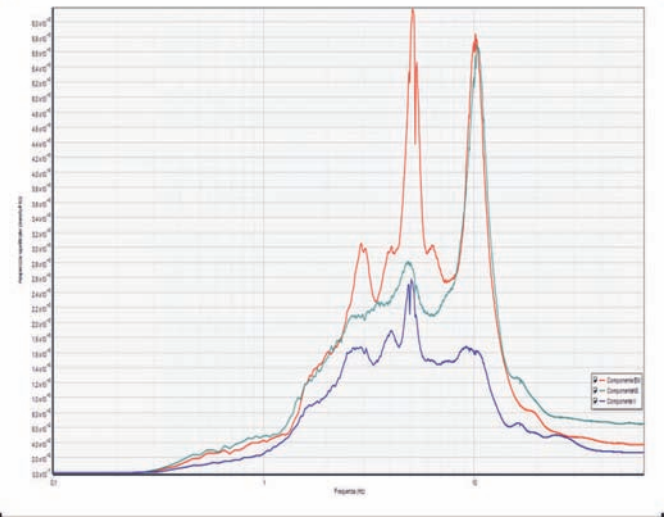
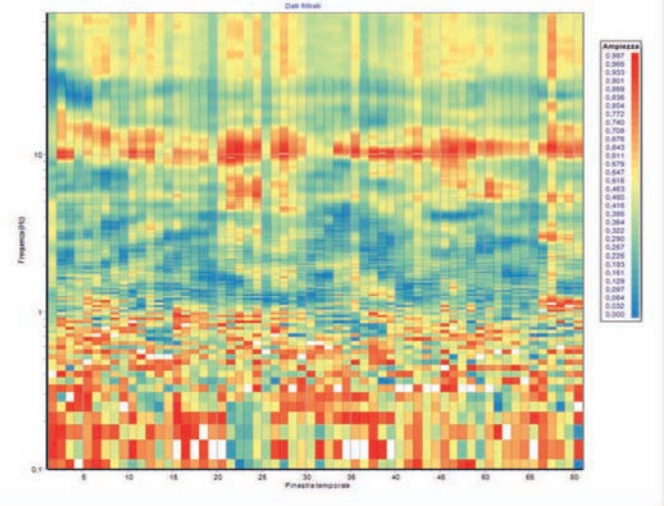
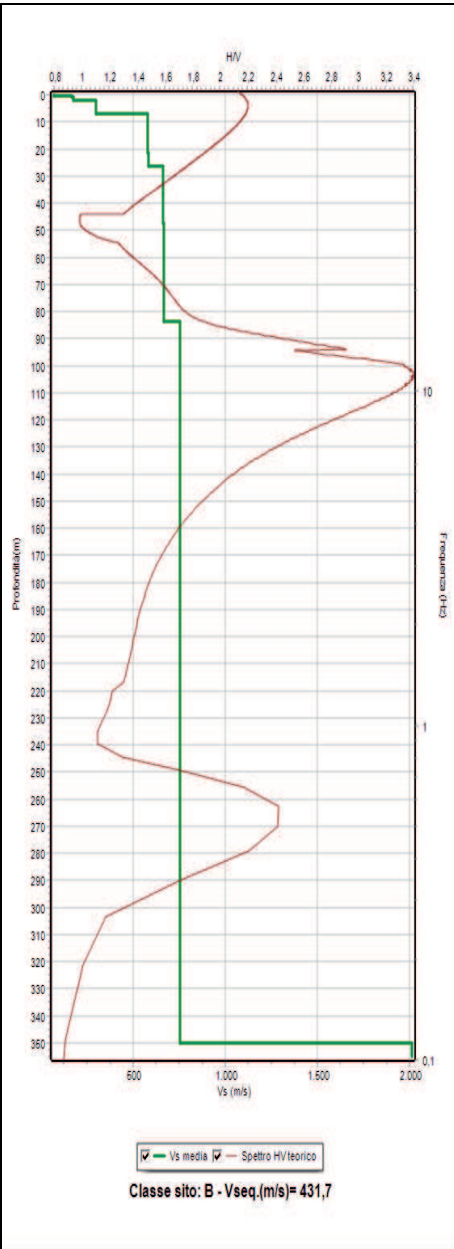


Tabella parametri picchi stratigrafici da spettro H/V delle onde di Rayleigh e Love V1

Criteria SESAME (2005) per una curva H/V attendibile S1: $fp > 10/Lw$ - S2: $Lw \times Nw \times fp > 200$ - S3: $sa < 2$ per $0.5fp < f < 2fp$

LEGENDA: Lw=lunghezza della finestra (s) - Nw=n. finestre - fp(Hz)=frequenza del picco stratigrafico - sa=deviazione standard

N.	fz(Hz)	H/V	Kg	H1(m)	H2(m)	H3(m)	S1	S2	S3
1	0,54	2,44	11,07	124,34	72,43	61,3	Sì	Sì	Sì
2	1,99	1,4	0,98	21,63	12,6	10,66	Sì	Sì	Sì
3	3,49	1,46	0,61	10,26	5,97	5,06	Sì	Sì	Sì
4	4,56	1,57	0,54	7,17	4,18	3,54	Sì	Sì	Sì
5	5,48	2,06	0,77	5,62	3,27	2,77	Sì	Sì	Sì
6	6,71	1,7	0,43	4,29	2,5	2,11	Sì	Sì	Sì
7	10,5	3,25	1,01	2,36	1,37	1,16	Sì	Sì	Sì
8	21,27	1,6	0,12	0,92	0,54	0,45	Sì	Sì	Sì
9	54,12	1,98	0,07	0,27	0,15	0,13	Sì	Sì	Sì
10	78,5	1,94	0,05	0,16	0,09	0,08	Sì	Sì	Sì

Tabella parametri geotecnici per basse deformazioni da HVSR V1

N.	Da (m)	a (m)	dz (m)	Vs(m/s)	Gamma(kN/mc)	Smorzamento	Vp(m/s)	G0(Mpa)	Ed(Mpa)	Kv(Mpa)	Ey(Mpa)
1	0,0	0,22	0,22	70	16,89	0,05	146	8,44	36,57	25,32	22,78
2	0,22	0,76	0,54	165	18,95	0,05	343	52,59	227,87	157,76	141,98
3	0,76	2,08	1,32	177	18,46	0,05	368	58,95	255,44	176,84	159,16
4	2,08	7,07	4,99	297	19,51	0,05	556	175,43	614,0	380,1	456,12
5	7,07	21,57	14,5	579	21,12	0,05	946	721,89	1925,05	962,52	1732,54
6	21,57	26,5	4,93	581	20,77	0,05	949	714,86	1906,29	953,14	1715,66
7	26,5	36,23	9,73	661	21,05	0,05	1079	937,75	2500,65	1250,33	2250,59
8	36,23	47,48	11,25	663	20,86	0,05	1083	934,88	2493,01	1246,5	2243,71
9	47,48	83,53	36,05	665	20,56	0,05	1086	926,9	2471,73	1235,87	2224,56
10	83,53	349,99	266,46	756	20,19	0,05	1235	1176,19	3136,5	1568,25	2822,85
11	0,0	0,0	0,0	2012	23,39	0,05	3286	9652,1	25738,94	12869,47	23165,04

Legenda: Vs=velocità onde S; gamma=peso di volume; Vp=velocità onde P; G0=modulo di taglio; Ed=modulo edometrico; Kv=modulo di compressibilità volumetrica; Ey=Modulo di Young.