

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

IN VARIANTE AL P.O.C. APPROV. C.C N.77 DEL 23-12-2013
ACCORDO DI PIANIFICAZIONE CON PRIVATI
AI SENSI DELL'ART. 18 L.R. 24 MARZO 2000, N.20
AMBITO ANS-C 9 SAN PIETRO IN CASALE
(BO) VIA STANGOLINI

Committenti:	Sim italia s.r.l. Via Nazzario Sauro, 29 40121 Bologna In forza dell'art. 18 L.R. 24 Marzo 2000, n. 20 sottoscritto in data 22/05/2014 Repertorio n. 11.
Lavoro: 0392 Z:\Studio\SAPtecnica\0392\0392_2015-05_PUA AREALE 9\0392_2015-05_PUA RELAZIONI\0392-RE03 Relazione Geologica.docx	Progettisti: Ing. Davide Dall'Aglio-Arch. Gianni Mazzoni C.F. DLLDVD66P15A944G - MZZGNN70M05A944F e_mail: dallaglio@studiosap.it - studiogamberinimazzoni@gmail.com PEC: davide.dallaglio@ingpec.eu - gianni.mazzoni@archiworldpec.it

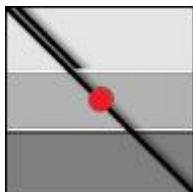
Aggiornamenti	4				
	3				
	2				
	1				
	0	Luglio 2015	Preliminare		Emissione
	N	Data	Fase	Redatto	Descrizione

Elaborato:	Codice:	N. Elaborato:
RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA-SISMICA	RE	03

Redatto da: 	SAPtecnica srl. Società di Ingegneria Via Dante,11 - 40016 - San Giorgio di Piano (BO) Tel. 051893797 - fax. 0516631032 - e_mail info@studiosap.it
--	--

PAGINA LASCIATA INTENZIONALMENTE BIANCA





dr. umberto pivetta
geologo

REGIONE EMILIA ROMAGNA

COMUNE DI SAN PIETRO IN CASALE

PROVINCIA DI BOLOGNA

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO tra Via Genova e Via Stangolini

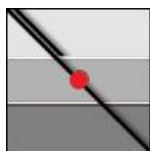
RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

D. del M. delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".

Data: 7 Agosto 2015

Il relatore

(Geologo Dott. Umberto Pivetta)



SOMMARIO

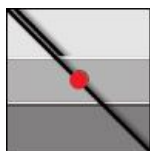
DATI DELL'INTERVENTO.....	2
PREMESSA.....	3

RELAZIONE GEOLOGICA

1) INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA.....	4
2) INDAGINE E PARAMETRI GEOTECNICI.....	7
3) PARAMETRI DI PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO.....	14
4) INDAGINE SISMICA.....	19

RELAZIONE GEOTECNICA

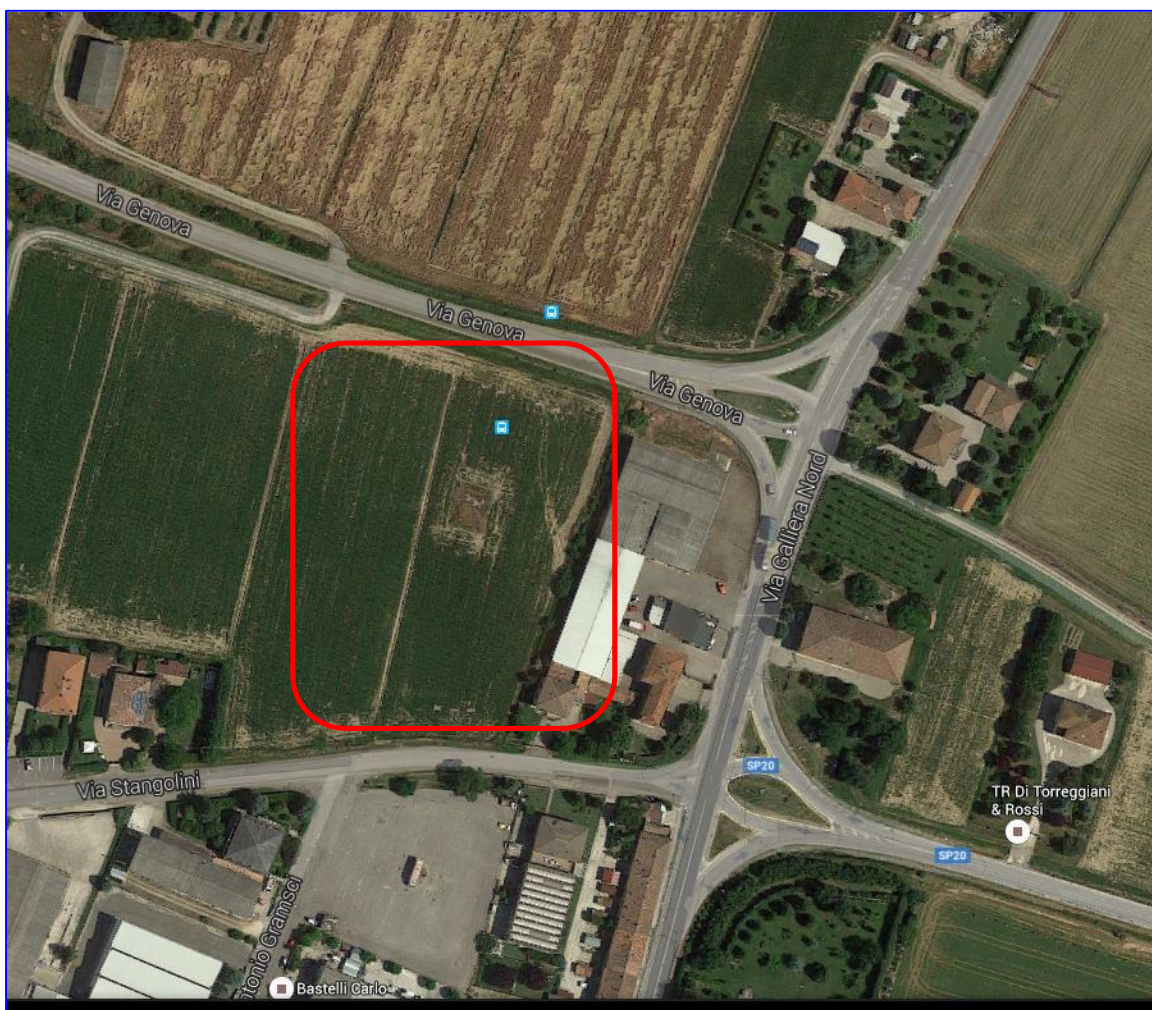
5) VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	30
6) CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE.....	32



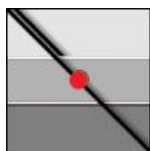
DATI DELL'INTERVENTO

Committente:

Ubicazione dell'area di intervento: Via Genova-Via Stangolini – San Pietro in Casale (BO)



Veduta aerea dell'area di interesse



PREMESSA

Nei primi di Agosto 2015 stata eseguita un'indagine geologica e geotecnica sui terreni interessati dal Piano Urbanistico Attuativo nell'area compresa tra Via Genova e Via Stangolini in Comune di San Pietro in Casale (MO).

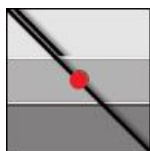
Ai fini della parametrizzazione dei terreni di interesse la campagna di indagine si è svolta il 5 Agosto 2015 con l'esecuzione di n. 4 prove penetrometriche statiche ubicate in corrispondenza dell'ingombro delle strutture di progetto.

Dal punto di vista generale, la relazione **GEOLOGICA e GEOTECNICA** si propone in particolare di fornire ai Progettisti i parametri tecnici necessari per la corretta scelta e dimensionamento delle opere di fondazione e consolidamento.

Di seguito si riporta una sintesi delle indagini eseguite:

Data di esecuzione delle indagini	18 gennaio 2013
Tipologia di indagine	Prova penetrometrica statica
Profondità indagata max	10,0 m
Riferimenti normativi	D.M. 14.01.2008 Norme tecniche per la Costruzioni Circolare n. 617 del 2.2.2009 del C.S. LL.PP. OPCM 3274 del 20.3.2003 EC7 – EC8

Si specifica che la presente relazione geotecnica è stata uniformata ai contenuti del **D.M. 14 gennaio 2008**: "Nuove norme tecniche per le costruzioni".



RELAZIONE GEOLOGICA

1) INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA

1.1 Inquadramento cartografico

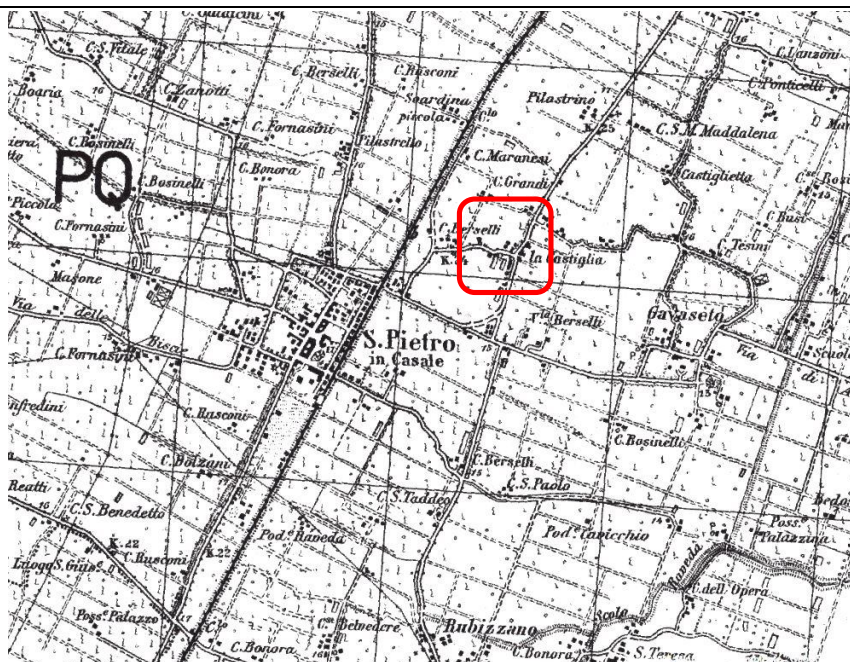
La zona di interesse si trova in territorio comunale di San Pietro in Casale (BO)

Estratto da tavoletta IGM

Scala 1:25000

Caratteristiche topografiche:
area di pianura

 area di intervento



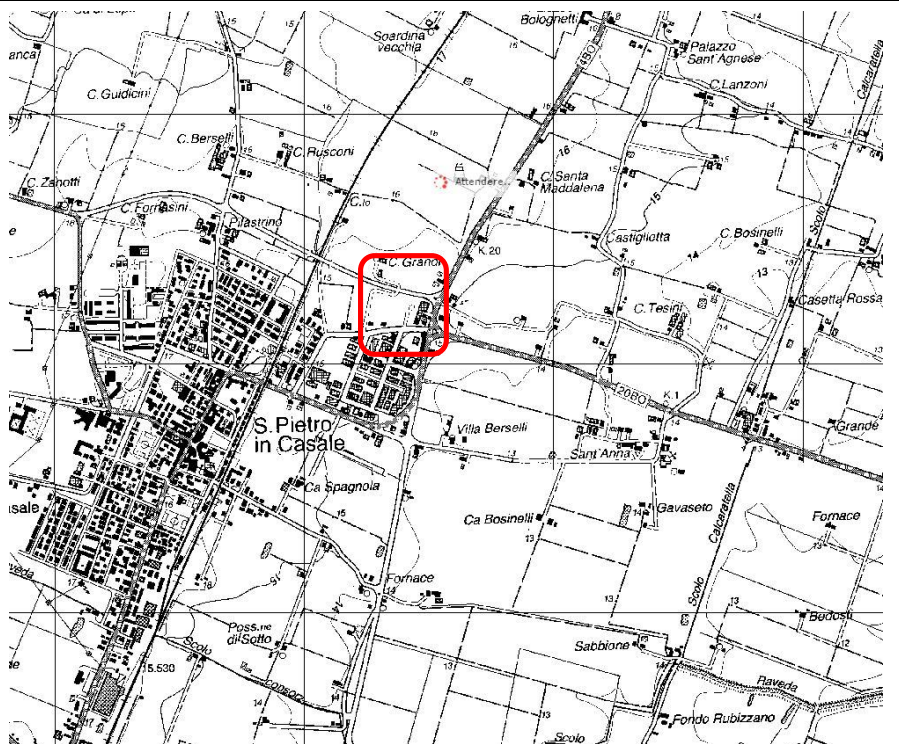
Estratto da C.T.R.

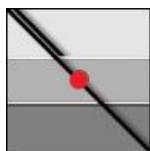
n° 203252

Scala 1:5000

Quota altimetrica media:
15 m slm

 area di intervento





1.2 Inquadramento geologico e geomorfologico

L'area di interesse è caratterizzata dal punto di vista geologico dalla presenza di terreni di origine alluvionale che costituiscono il substrato della pianura emiliana.

La pianura, lasciata libera dal mare nel Pleistocene superiore, è stata colmata da depositi continentali che hanno ricoperto i depositi marini prevalentemente pliocenici responsabili del mascheramento delle strutture profonde che sono note solo grazie alle tecniche di ricerca di idrocarburi.

La zona, dal punto di vista geo-strutturale, si colloca in corrispondenza di una geosinclinale subsidente, colmata da materiali alluvionali abbandonati dai corsi d'acqua di provenienza appenninica. I sedimenti continentali accumulati nel corso del Quaternario, raggiungono spessori dell'ordine di 150-200 m (Carta sismotettonica della Regione Emilia-Romagna).

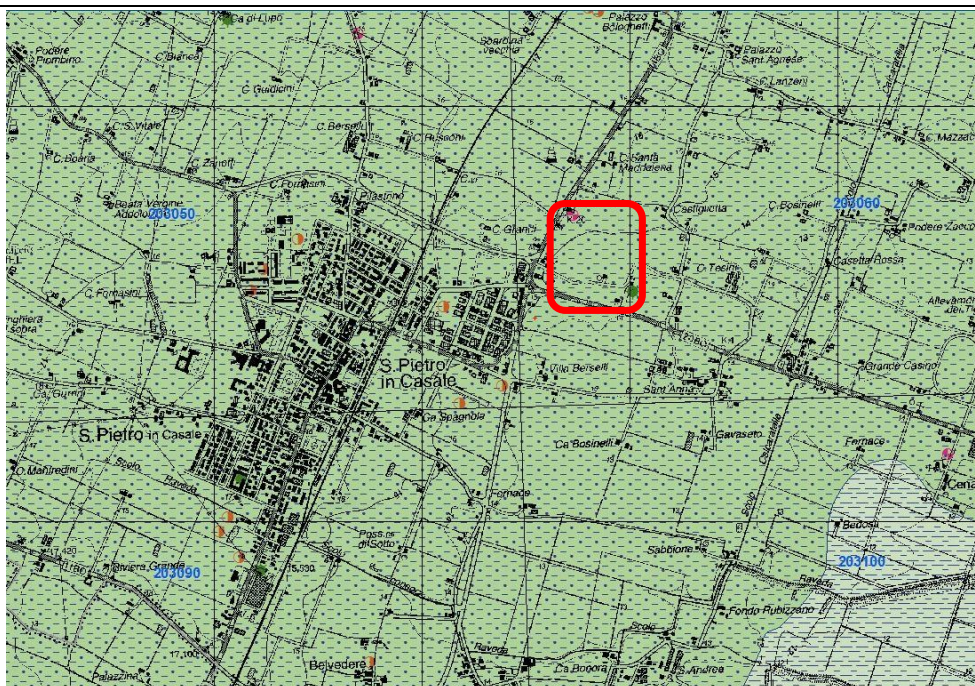
I terreni che caratterizzano il primo sottosuolo sono rappresentati da sedimenti di origine fluviopalustre depositati in massima parte del Fiume Reno e dal Canale Navile.

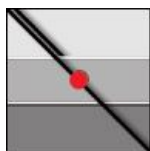
Si tratta di depositi di origine continentale a granulometria solitamente medio-fine, con prevalenza di litologie generalmente limose e sabbiose, caratterizzati da uno spessore via via decrescente procedendo verso sud, e di depositi limosi e argillosi, con presenza di materiali organici parzialmente decomposti, tipici di un'area interfluviale e di palude; sono presenti intercalazioni di livelli e lenti sabbiose discontinue. Da quel che si evince dalla lettura della Carta Geologica a cura della Regione Emilia Romagna, l'area fa parte del sistema limoso- sabbioso di Piana Alluvionale, inserita nel subsistema di RavennaAES8

ESTRATTO DALLA
CARTA GEOLOGICA
EMILA ROMAGNA'



Area di indagine



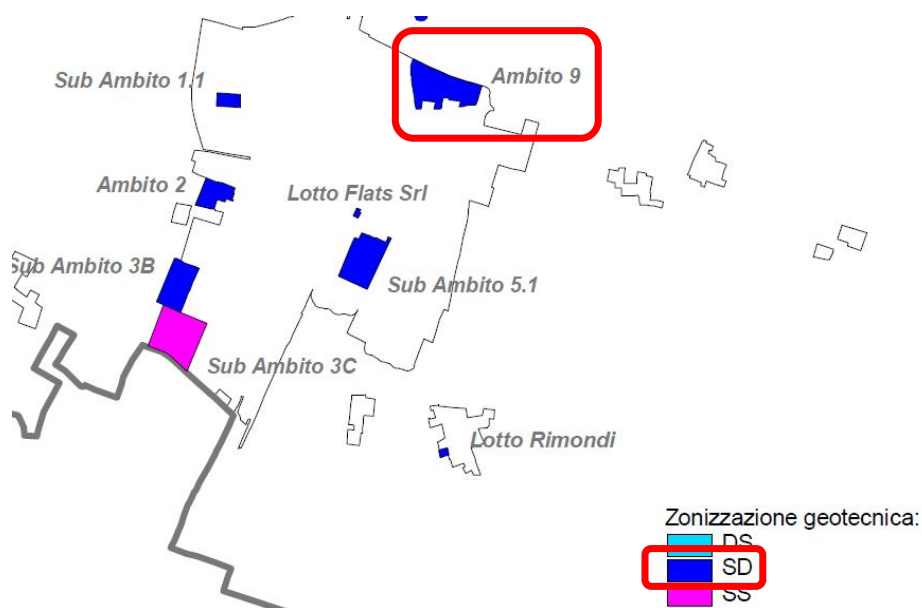


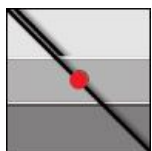
Comune di SAN PIETRO IN CASALE (BO), sezione CTR: 203060

Ambienti deposiz. e litologie (10K) Limo Sabbioso - Piana alluvionale	zoom	data di ultima modifica	Poligono non aggiornato rispetto al rilievo originale
		sigla	AES8
Coperture quaternarie (10K) AES8 - Subsintema di Ravenna	zoom	legenda	AES8 - Subsintema di Ravenna
		nome	Subsintema di Ravenna
		tessitura	Limo Sabbioso
		sigla tessitura	LS
		ambiente	Piana alluvionale
		deposito	Piana alluvionale
	zoom	legenda tessitura	Limo Sabbioso - Piana alluvionale

Nel POC Piano Operativo comunale la zona di interesse è inserita nell'Ambito 9 per il quale la caratterizzazione geotecnica preliminare individua le seguenti caratteristiche:

Zonizzazione geotecnica → SD ≡ zone caratterizzate da terreni di qualità scadente ($r_p < 1.000$ kPa) nel primo intervallo (fino a - 5 m dal p.c.), e da terreni di qualità da normale ($1.000 < r_p < 1.500$ kPa) a discreta (> 1.500 kPa) nel secondo strato. Sono zone edificabili con normali tecniche costruttive, per insediamenti di modesto impegno; le caratteristiche meccaniche dei terreni richiedono comunque cautela ed analisi geognostiche dettagliate. Per edifici di un certo impegno (pressioni di esercizio > 12 t/ml) possono rivelarsi necessarie fondazioni che trasferiscano i carichi statici al secondo intervallo di qualità migliore. I comparti interessati da questa zona di edificabilità possono presentare limitazioni, all'impiego di fondazioni superficiali, legate all'entità della pressione di esercizio e dei cedimenti assoluti e differenziali.





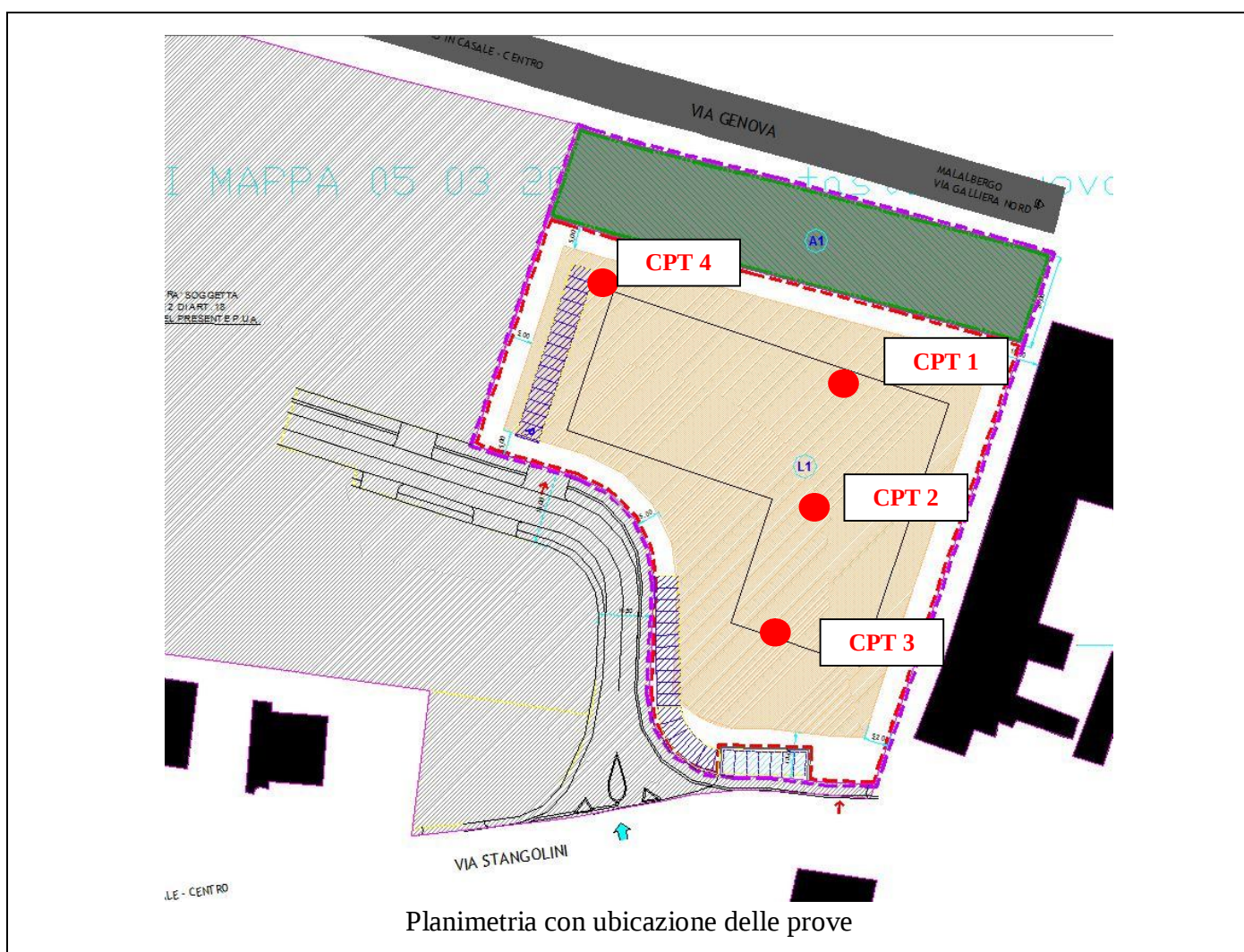
2) INDAGINE E PARAMETRI GEOTECNICI

2.1 Indagini geognostiche

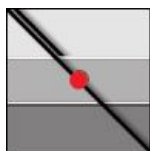
Per la determinazione della stratigrafia che costituisce il sottosuolo dell'area oggetto di intervento e per la determinazione dei parametri geotecnici sono state eseguite n. 4 prove penetrometriche statiche, con penetrometro da 20t.

Di seguito si riporta la planimetria con indicata l'ubicazione delle prove eseguite.

Di seguito si riporta la planimetria con indicata l'ubicazione delle prove eseguite.



Planimetria con ubicazione delle prove



2.2 Stratigrafia del terreno indagato e modello geotecnico (D.M. 14.01.2008)

L'indagine ha evidenziato una **alternanza di limi argillosi e limi sabbiosi**.

Facendo riferimento alle Prove eseguite, ed in particolare dalla Prova CPT 3, presa come di riferimento per la valutazione della capacità portante dei terreni, è stato possibile individuare i seguenti principali orizzonti:

CPT 3

Profondità (m)	Litologia	Orizzonte
0,00 – 2,80	Limo argilloso	A
2,80 – 3,60	Limo sabbioso	B
3,60 - 4,60	Limo argilloso	
4,60 - 8,80	Sabbia limosa	
8,80 – 10,00	Limo argilloso	C

Il progetto prevede la realizzazione di un capannone che si svilupperà interamente fuori terra.

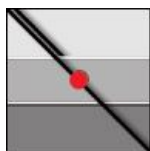
La determinazione dei parametri geotecnici che caratterizzano questi materiali è stata effettuata sulla base delle prove penetrometriche statiche eseguite.

Con il passaggio dal DM 11 marzo 1988 alle Norme Tecniche per le Costruzioni si sostituisce il concetto deterministico con quello probabilistico. In particolare la vecchia normativa prevedeva l'utilizzo dei fattori di sicurezza intesi come riduzione del valore ultimo (da Qult a Qamm) mentre le NTC adottano un'analisi probabilistica, più precisamente semiprobabilistica, che include l'utilizzo di FS parziali, applicati a valori cautelativi dei parametri di interesse.

Il valore di progetto, X_d (Cud e ϕ_d nei vari stati limite) sarà quello da utilizzare nelle verifiche e sarà ricavato a partire da un valore caratteristico (X_k : calcolati con medie statistiche e con l'utilizzo di variabili aleatorie) al quale verrà applicato un fattore riduttivo γ_M (FS parziale) tabellato nelle Norme Tecniche.

$$x_k = \bar{x} + t_{0.05}(n-1) \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

Considerati i carichi di progetto e la realizzazione di fondazioni superficiali, i parametri di resistenza penetrometrica medi caratteristici derivati dall'indagine in sito sono di seguito illustrati, limitatamente agli orizzonti stratigrafici precedentemente individuati. Per quanto riguarda un dato parametro il valore



caratteristico corrisponde ad un valore al di sotto del quale ci si può attendere che si collochi non più del 5% dei valori ottenibili da una serie teoricamente illimitata di prove (5° percentile). Si riportano di seguito i valori dei parametri geotecnici - geomeccanici assunti per l'intervento in oggetto

La vecchia normativa prevedeva l'utilizzo dei fattori di sicurezza intesi come riduzione del valore ultimo (da Q_{ult} a Q_{amm}) mentre le NTC adottano un'analisi probabilistica, più precisamente semiprobabilistica, che include l'utilizzo di FS parziali, applicati a valori cautelativi dei parametri di interesse.

Parametro	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione
Coefficienti parziali	1,25	1,25	1,4	1

Da Tab. 6.2.II Coefficienti parziali dei parametri geotecnici del terreno (D.M. 14/01/2008).

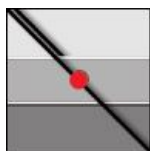
Di seguito verranno riportati i parametri geotecnici considerando grandi volumi di rottura (resistenze compensate) in quanto le misure di resistenza dei terreni sono state effettuate all'interno del volume significativo come descritto nel NTU per le costruzioni.

I parametri sono stati desunti in base all'ampia casistica che consente la correlazione tra i valori di Resistenza all'avanzamento di punta e i parametri caratteristici.

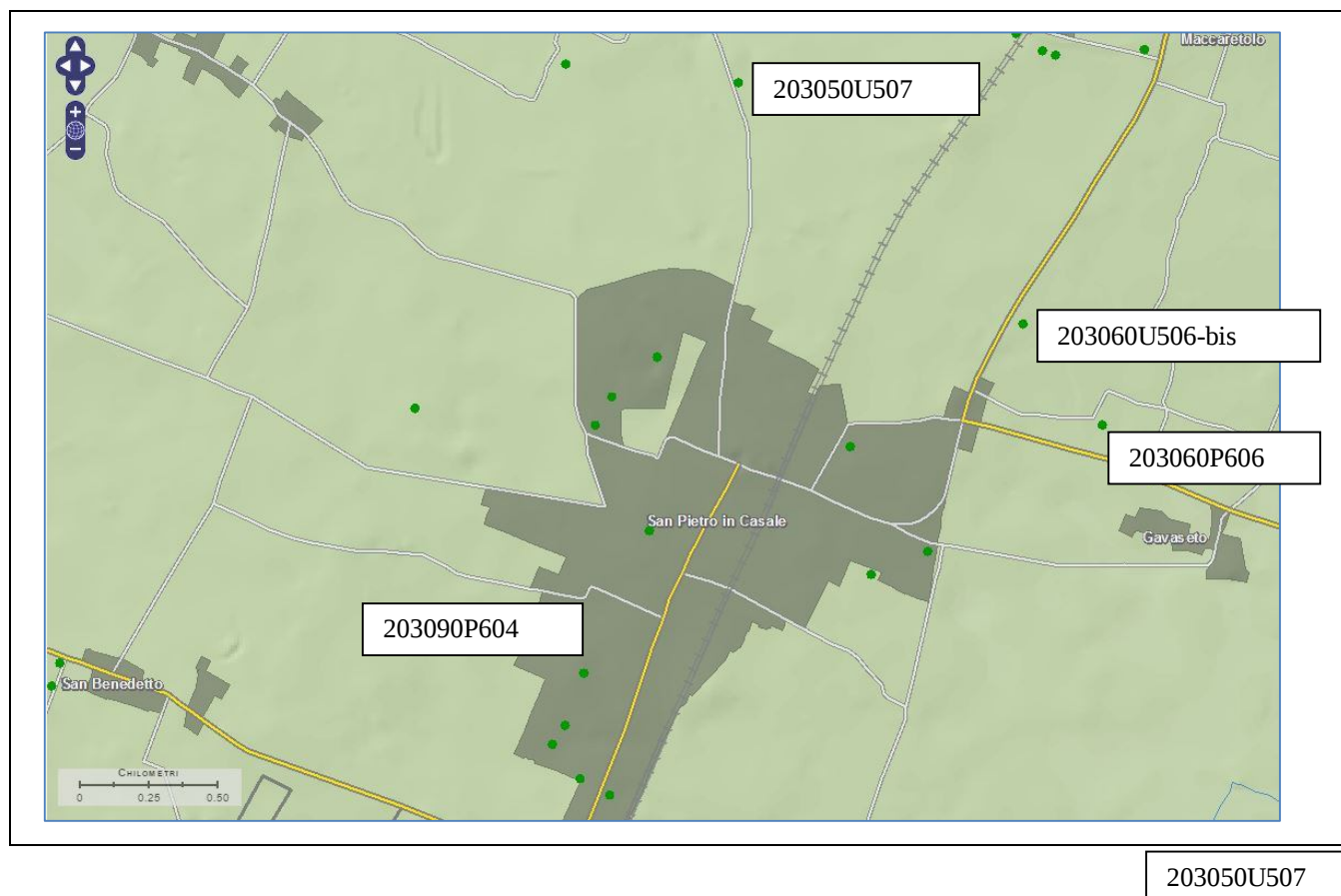
ORIZZONTE	Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]
A	2,8	18,16	18,95	0,0	0,0	44,0	0,0	4270,21
B	0,8	17,65	20,59	31,0	0,0	0,0	0,0	7722,74
C	1,0	18,01	18,79	0,0	0,0	40,0	0,0	4138,75
D	4,2	17,65	20,59	33,0	0,0	0,0	0,0	11011,89
E	1,2	17,64	18,42	0,0	0,0	35,0	0,0	3818,6

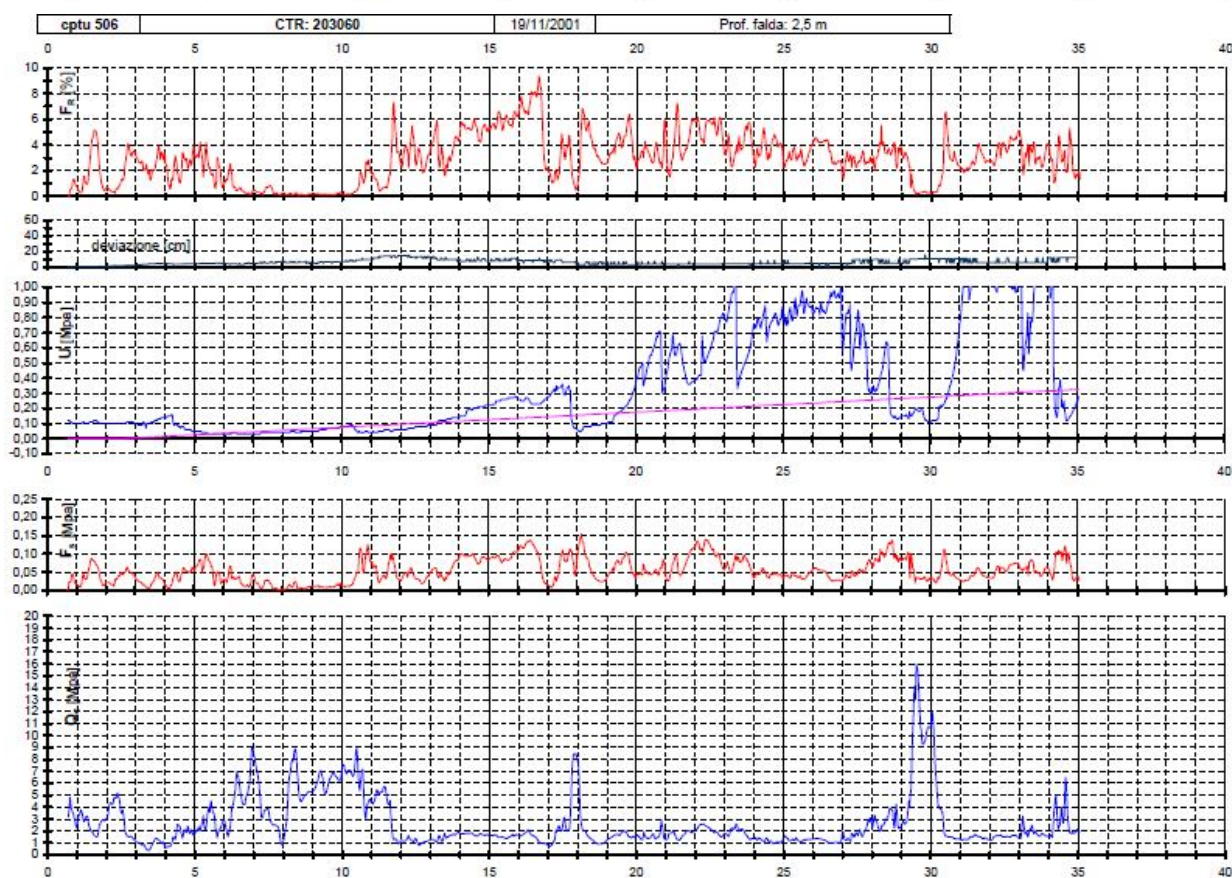
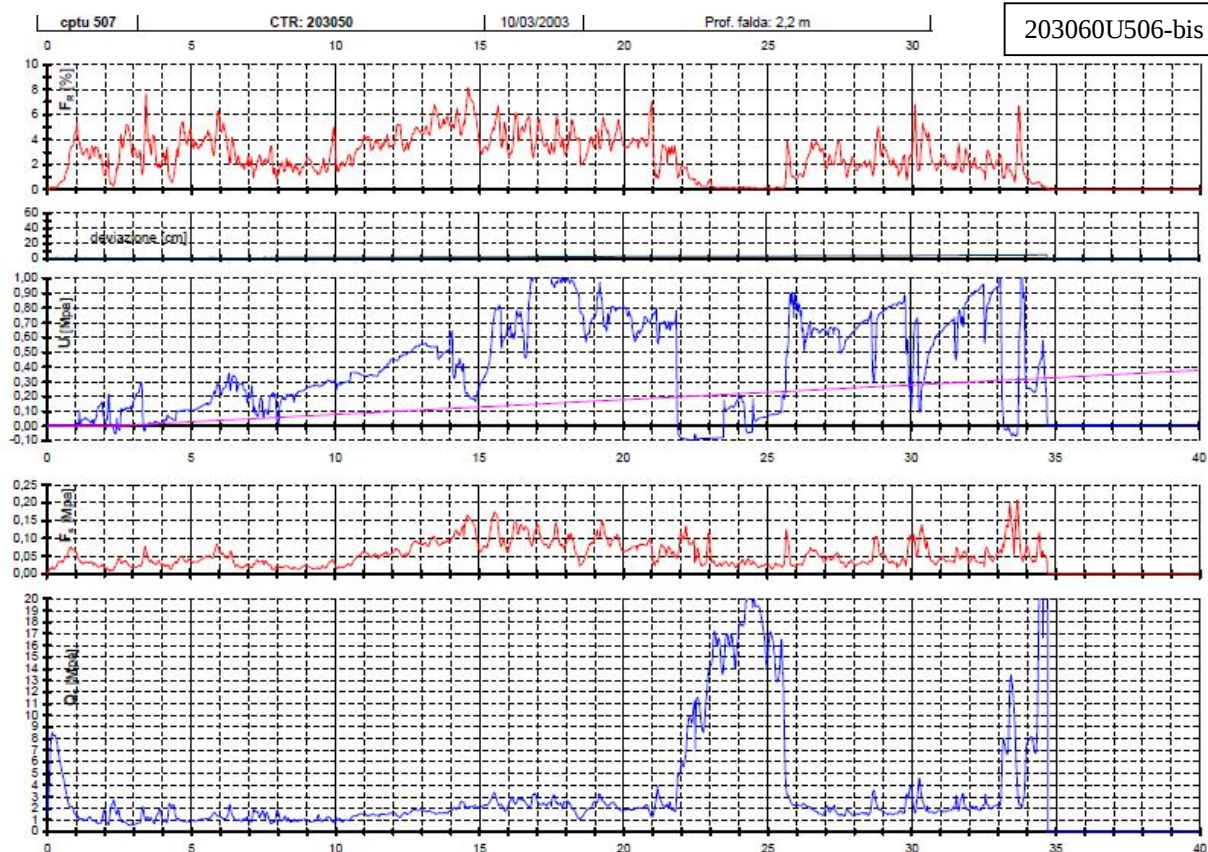
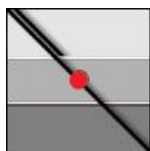
2.3 Rilevamento della falda

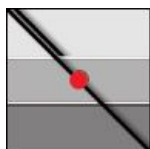
Durante l'esecuzione delle prove si è rilevata presenza di falda alla profondità di 2,0 m dal piano campagna. E' da sottolineare che l'indagine è stata eseguita in periodo relativamente secco (primi di Agosto 2015) : in area limitrofa, precedenti indagini avevano riscontrata la falda a profondità dell'ordine di 1,5 m



Ad integrazione e supporto delle indagini dirette eseguite si allegano le stratigrafie di indagini eseguite su terreni limitrofi a quelli di indagine e estratte dal Geoportale della Regione Emilia Romagna. Si tratta di Prove Penetrometriche Statiche CPTU e stratigrafie di perforazioni profonde per pozzi con profondità di indagine dai 30 m ai 160 m. Di seguito si riporta la mappa con l'ubicazione delle indagini esaminate e i relativi risultati.







Pratica N° 16 203090P604
COMPENSORIO P604
COMUNE-Istat P604
-Ditta "ERIDANIA" S.p.A. -Zuccherifici Nazionali- Genova-Stabilimento di
residente a S. Pietro in Casale in Via Alfredo 4133/B (Bologna)
-Pozzo ad uso domestico in Comune di S. Pietro in Casale
Frazione --- Località Via delle rose 8-10-12 Mapp. N° 348 /fg. 67
e altri
-Data di ultimazione della perforazione: 12 Novembre 1977
-Ditta perforatrice: Spattoli & Parisini -Galliera (BO)

CARATTERISTICHE DEL POZZO
*avvanpozzo (si o no) NO
*diametro interno tubi mm. 154
tubo zincato SS Mannesmann
*profondità mt. 148,50

EQUIPAGGIAMENTO
*tipo della pompa sommersta
KSB tipo UQD 152TI 6R 33/2
*potenza Cv 5
kW 3,7
*prevalenza mt. 92
*portata lt/sec. 3

-Livello statico mt. 10,90
-Portata pozzo lt/sec. 3
-Superficie irrigata:
ha. 0 are. 50 ca. 00
-Consumo giornaliero (24 ore):
metri cubi 10 nel periodo estivo
5 " " invernale

La Ditta sottoscritta afferma, sotto
la propria responsabilità, che la pre-
sente dichiarazione è completa e ver-
ritiera.

Data 25.11.77

Firma [firma]

N.B. : Qualora la Ditta sia in possesso di referti di analisi dell'acqua del pozzo,
rilasciati da Laboratori o Gabinetti, è invitata ad allegarne copia.

STRATIGRAFIA DEL TERRENO	
Indicare la natura dei terreni e le FALDE ACQUIFERE attraversati	Falda cattata
-da mt. <u>0</u> a mt. <u>6</u> <u>terreno vegetale</u>	
-da mt. <u>6</u> a mt. <u>24</u> <u>argilla mista a sabbia</u>	
-da mt. <u>24</u> a mt. <u>30</u> <u>sabbia fine e limo</u>	
-da mt. <u>30</u> a mt. <u>66</u> <u>argilla</u>	
-da mt. <u>66</u> a mt. <u>72</u> <u>sabbia fine e limo</u>	
-da mt. <u>72</u> a mt. <u>102</u> <u>argilla scura pastica</u>	
-da mt. <u>102</u> a mt. <u>146</u> <u>argilla plastica mista</u>	
-da mt. <u>146</u> a mt. <u>160</u> <u>sabbia medio grossa</u>	falda cattata

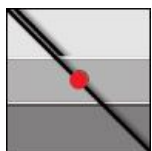
Localizzazione del pozzo	
Long. <u>---</u> Lat. <u>---</u> Na. <u>---</u>	
Quota piano campagna: n.s.l.m. <u>---</u>	

ANNOTAZIONI: ---

203090P604

203060P606

ANNOTAZIONI: APPARATO FILTRANTE DA
MT. 85 A MT. 91 CON TUBAZIONE E
FILTRO Ø MM 73 ESTRAIBILE

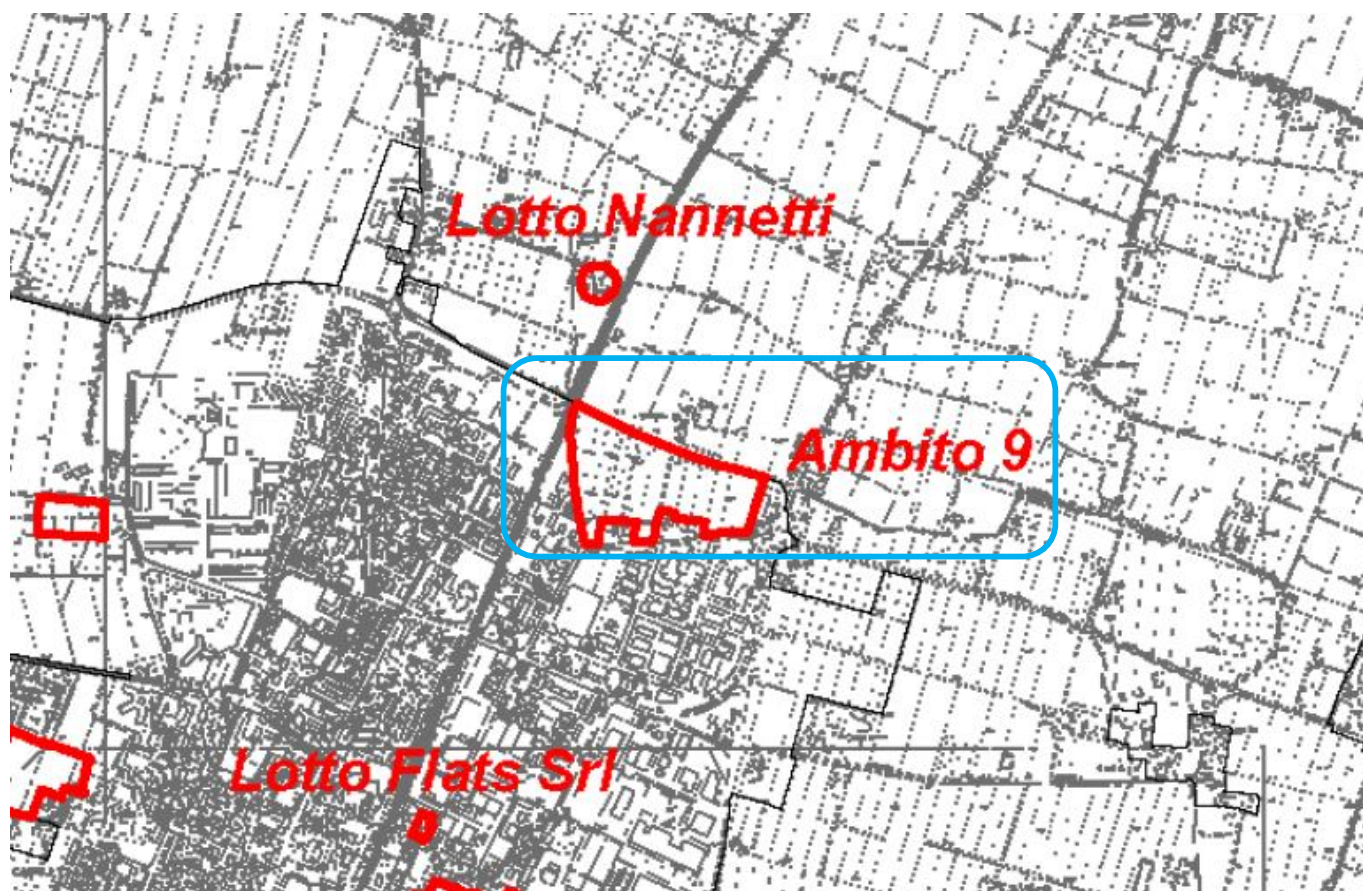


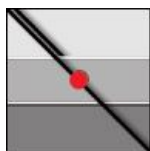
3) PARAMETRI DI PERICOLOSITA' DEL SITO

Secondo quanto riportato nel POC del Comune di San Pietro in Casale per gli ambiti di lottizzazione l'area di interesse si localizza all'interno dell'Ambito 9 per cui sono previste le seguenti caratteristiche di pericolosità e Microzonazione sismica semplificata (DAL n. 112/2007):

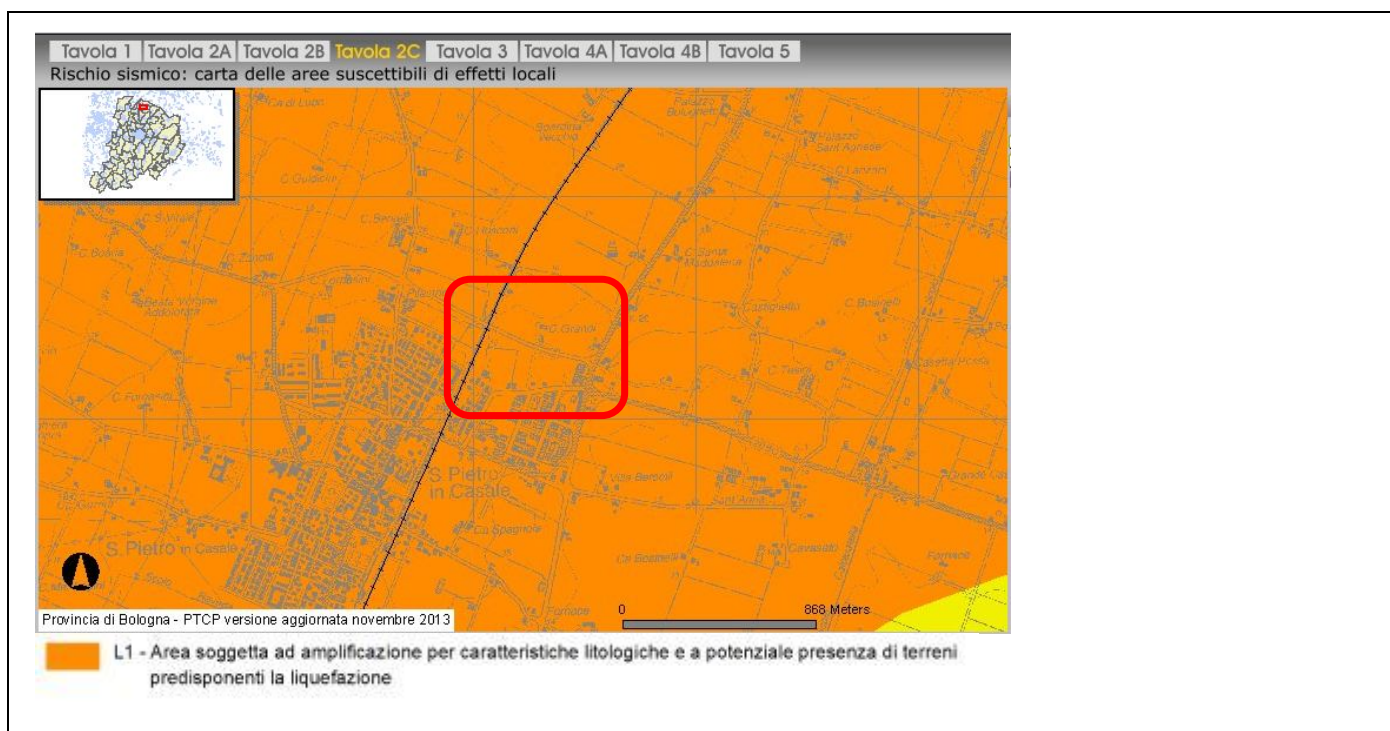
Aree suscettibili di effetti locali (Tav. 1a Variante PSC) → Area II $\equiv$ possibilità di liquefazione con cedimenti, tessiture e spessore da controllare. Corrispondono alle situazioni in cui risultano segnalate sabbie pulite e/o sabbie con abbondante matrice fine nei primi 15 metri di sottosuolo, con spessori generalmente compresi tra 1÷4 metri. Si tratta di sedimenti in cui è possibile che avvenga liquefazione, sotto impulsi ciclici dotati di magnitudo $\geq 5,5$ (richiede analisi approfondite di terzo livello). Queste aree risultano equivalenti dal punto di vista normativo alle aree "L2" definite dal PTCP (§ art.6.14 delle NTA).

Microzonazione sismica (Tav. 2a Variante PSC) → Zona II - 3 $\equiv$ contesto "Pianura 2"; amplificazione $FA(Pga) = 1,5$, $FA SI (0,1s \div 0,5s) = 1,8$, $FA SI (0,5s \div 1,0s) = 2,5$; liquefazione: possibilità di liquefazione con cedimenti, tessiture e spessori da controllare (richiesti approfondimenti di terzo livello).





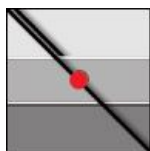
Secondo quanto riportato nella Carta del Rischio Sismico: carta delle aree suscettibili di effetti locali del Piano Territoriale Provinciale della Provincia di Bologna, l'area di interesse risulta classificata come area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale presenza di terreni predisponenti la liquefazione.



Secondo la classificazione di cui al D.M. 14/09/2005 e all'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 (e s.m.i.) il territorio comunale di Finale Emilia ricade completamente in **zona 3**.

Codice Istat 2001	Denominazione	Categoria secondo la classificazione precedente (Decreti fino al 198N.C.)	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi del presente documento (2003)
8037055	San Pietro in Casale	N.C.	III	3

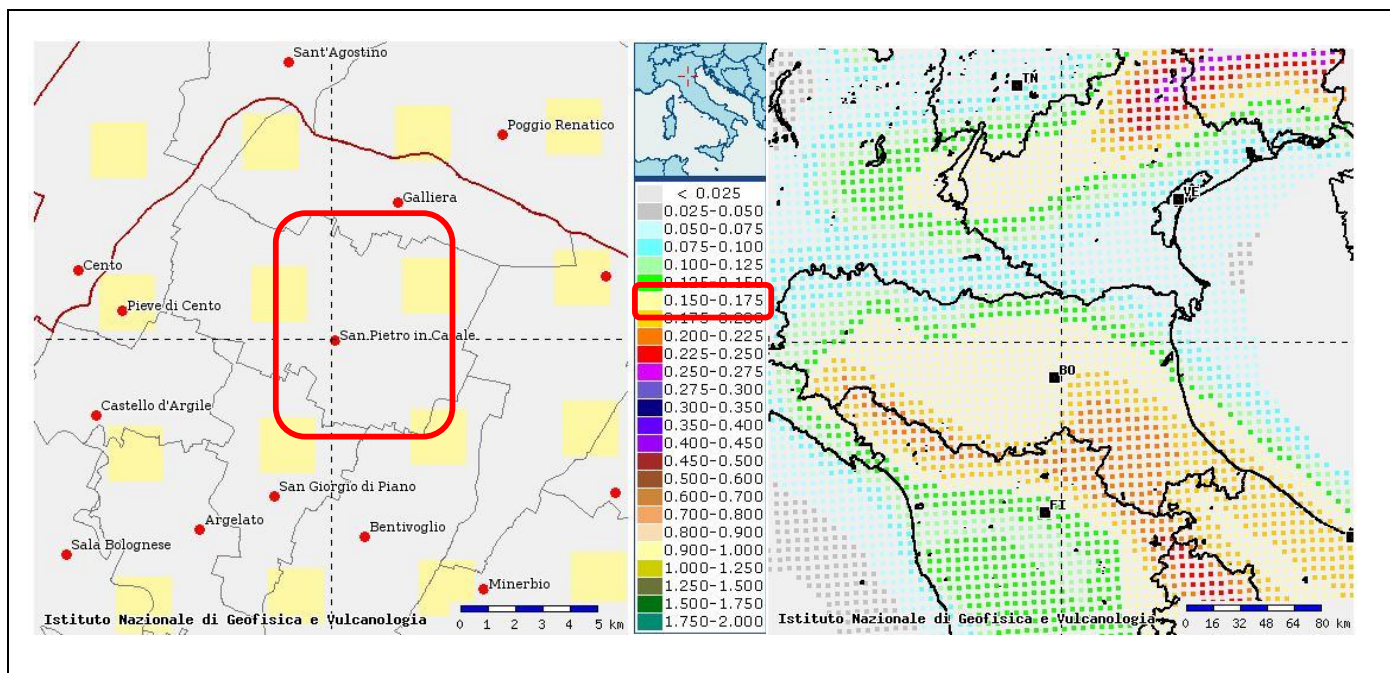
Il 20 Maggio 2012 il territorio è stato interessato da un evento sismico di magnitudo M 5,9 con epicentro nel territorio del Comune di Finale Emilia. Si è trattato di un evento disastroso avvertito in gran parte del centro e nord Italia. Le accelerazioni di picco registrate dall'accelerometro di Mirandola durante le scosse più forti del 20 maggio e del 29 maggio sono state rispettivamente di 0,31 g e di 0,29 g, valori che in base alla carte vigenti di pericolosità sismica renderebbero stimabile in circa 2500 anni il tempo di ritorno di ciascun evento nella medesima area.



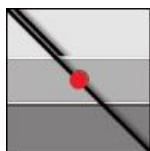
Di seguito si riporta la sismicità storica registrata per l'area interessata dal terremoto nel periodo 2005 - 2011. I dati sono stati estrapolati dal Bollettino Sismico Italiano e si riferiscono agli eventi sismici registrati con epicentro compreso entro 30 km dalla città di Mirandola.

Magnitudo	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011
$M \geq 4$	0	0	0	0	0	0	1 (4.8)
$3.0 \leq M < 4.0$	0	0	0	2	1	0	3
$M < 3.0$	2	7	0	13	10	4	17

Nella Mappa Interattiva di Pericolosità Sismica dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia il territorio comunale di Finale Emilia si trova a cavallo del limite tra due fasce di valori di accelerazione sismica locale, i terreni di interesse localizzati nella parte settentrionale del territorio ricadono prevalentemente nella fascia di valori compresi tra 0,125-0,150.



Valore confermato anche tramite la valutazione dei parametri di pericolosità sismica con Software di calcolo dedicato Geostru PS di cui di seguito si riportano i dati.



Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Latitudine:	44,704763
Longitudine:	11,415086
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0[anni]
Vita di riferimento:	50.0[anni]

Sisma

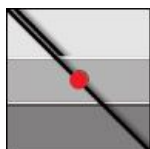
Accelerazione massima (a_g)	0.158
Coefficiente sismico orizzontale	0.050
Coefficiente sismico verticale	± 0.027

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1



Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0,045	2,491	0,257
Danno (SLD)	50	0,057	2,489	0,270
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,158	2,588	0,274
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,210	2,529	0,281
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			



Calcolo dei coefficienti sismici

☐ Muri di sostegno ☒ Stabilità dei pendii e fondazioni ☐ Paratie

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

1

us (m)

0.1

Categoria sottosuolo

C ▼

Categoria topografica

T1 ▼

Ss *

Amplificazione stratigrafica

SLO SLD SLV SLC

1,50 1,50 1,45 1,38

Cc *

Coeff. funz categoria

1,64 1,62 1,61 1,60

St *

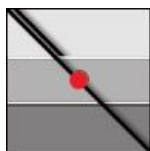
Amplificazione topografica

1,00 1,00 1,00 1,00

☐ Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,013	0,017	0,055	0,081
kv	0,007	0,009	0,027	0,041
Amax [m/s ²]	0,659	0,836	2,245	2,845
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280



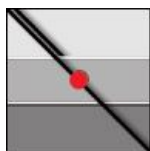
4) INDAGINE SISMICA

Nell'area è stata eseguita un'indagine sismica con tecnica di sismica passiva con tromografo digitale (TROMINO), lo scopo di quest'indagine è la caratterizzazione sismica del sottosuolo e, in particolare, la stima delle velocità delle onde di taglio fino a 30 m dal piano di posa delle fondazioni ($V_{s,30}$) come espressamente richiesto dalla normativa vigente (N.T.C. '08) nonché le frequenze di vibrazione naturali del terreno.

4.1 Cenni teorici

La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

- la **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi;
- la **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la **velocità media delle onde di taglio V_s** calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, ecc.) e riconoscibile nella curva H/V. E' possibile calcolare la $V_{s,30}$ e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008.
- la **stratigrafia del sottosuolo** con un range di indagine compreso tra 0.5 e 700 m di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

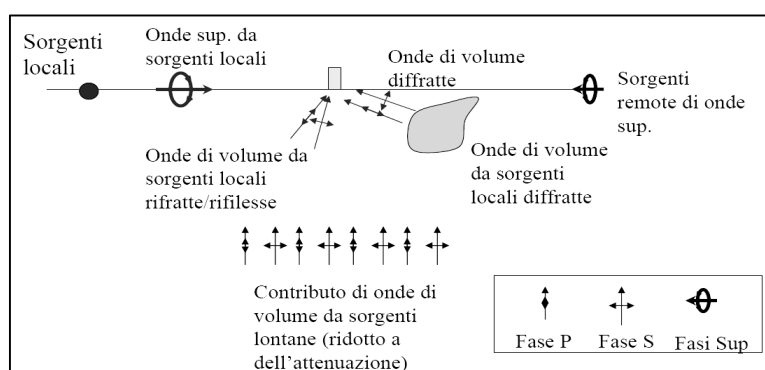


Le basi teoriche della tecnica HVSr si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremit. La forma di un'onda registrata in un sito x da uno strumento dipende:

- dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente s ,
- dal percorso dell'onda dalla sorgente s al sito x (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda),
- dalla risposta dello strumento.

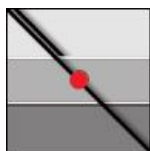
Possiamo scrivere questo come:

segnale registrazione al sito x = sorgente * effetti di percorso * funzione trasferimento strumento



Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche microtremit poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi in quanto il rumore non è generato *ad hoc*, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva.

Nel tragitto dalla sorgente s al sito x le onde elastiche (sia di terremoto che microtremit) subiscono riflessioni, rifrazioni, intrappolamenti per fenomeni di guida d'onda, attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato. Questo significa che se da un lato l'informazione relativa alla sorgente viene persa e non sono più applicabili le tecniche della sismica classica, è presente comunque una parte debolmente correlata nel segnale che può essere estratta e che contiene le informazioni relative al percorso del segnale ed in particolare relative alla struttura locale vicino al sensore. Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartata dalla sismologia classica, contiene informazioni. Questa informazione è però "sepolta" all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune. Una di queste tecniche è la teoria dei rapporti spettrali



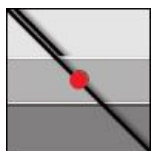
o, semplicemente, HVSR che è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali dei sottosuoli; informazione di notevole importanza nell'ingegneria sismica.

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale della ditta Micromed s.r.l. modello "Tromino".

In via puramente indicativa, al fine di correlare le velocità delle onde di taglio ad un tipo di suolo, si riportano una serie d'esempi di classificazioni fatte sulla base di semplici misure H/V a stazione singola. In tutti i siti descritti, la stratigrafia è nota da sondaggi e prove penetrometriche e il profilo Vs è ricavato anche con metodi alternativi.



TIPO DI SUOLO	Vs min [m/s]	Vs media [m/s]	Vs max [m/s]
ROCCE MOLTO DURE (es. rocce metamorfiche molto - poco fratturate)	1400	1620	-
ROCCE DURE (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti, da mediamente a poco fratturate).	700	1050	1400
SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE (es. rocce sedimentarie ignee tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con > 20% di ghiaia).	375	540	700
ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI - GHIAIOSI (es. ghiaie e suoli con < 20% di ghiaia, sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte e argille limose).	200	290	375
TERRENI TENERI (es. terreni di riempimento sotto falda, argille da tenere a molto tenere).	100	150	200



4.2 Interpretazione della misura eseguita

Nel caso specifico del sito in esame si è cercato di correlare i valori di picco, dello spettro di risposta HVSR, con le frequenze fondamentali di risonanza di sito.

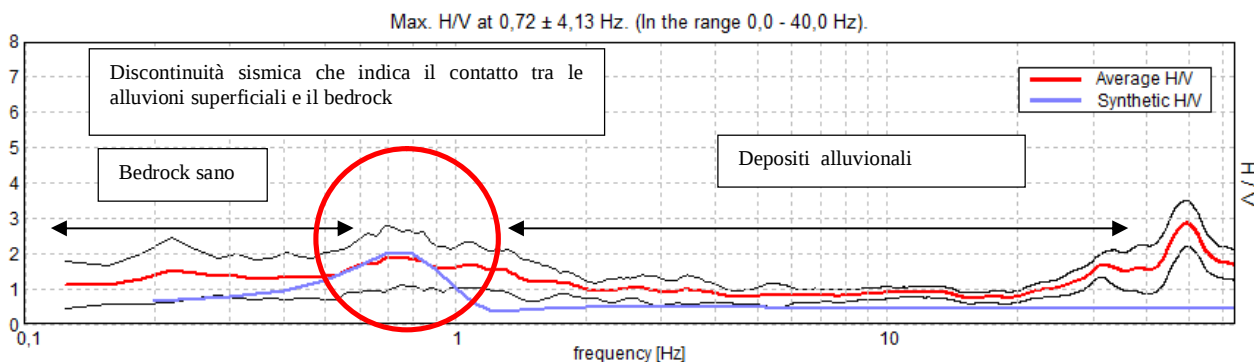
Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si sono potute ricavare le frequenze relative ad ogni discontinuità sismica.

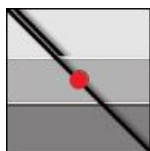
Sapendo che i valori di picco sono proporzionali ai contrasti di rigidità e utilizzando le informazioni lito – stratigrafiche ricavate dai sondaggi effettuati nei pressi del punto indagato, si è estrapolata una stratigrafia geofisica del sottosuolo.

La frequenza di risonanza di sito, caratterizzata da un rapporto H/V compreso tra 0,6 e 0,9, è risultata di $\approx 0,72$ Hz.

Frequenza fondamentale di risonanza di sito
0,72 Hz

E' ormai consolidata, sia a livello accademico sia professionale, l'ipotesi che le strutture subiscono le sollecitazioni sismiche maggiori quando c'è coincidenza tra la frequenza di vibrazione naturale del terreno investito da un'onda sismica e quella naturale dell'edificio.



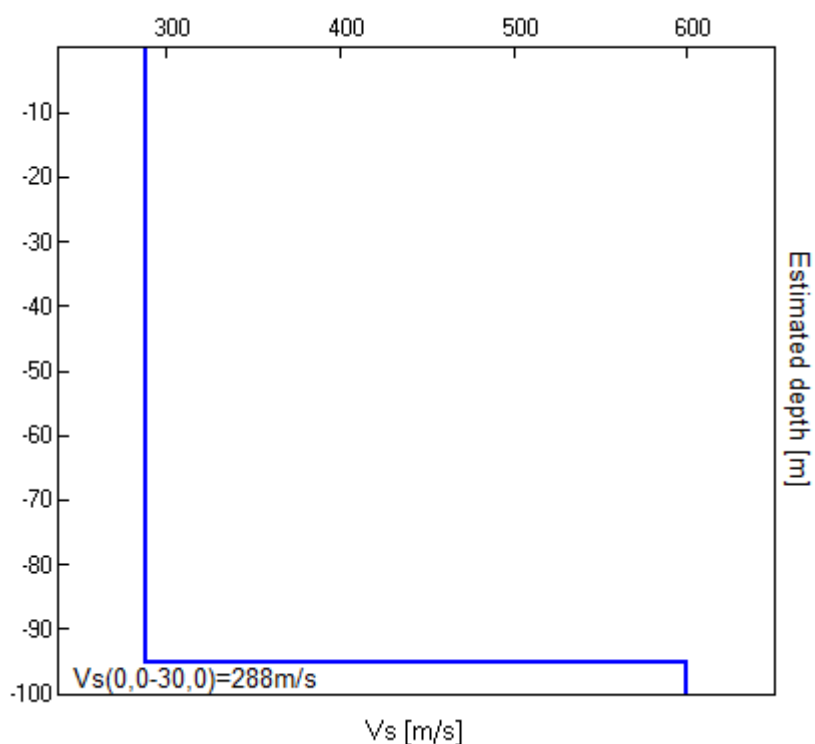


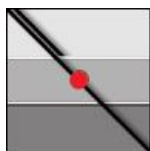
Si dovrà quindi porre estrema attenzione nell'edificare strutture aventi lo stesso periodo di vibrazione del terreno poiché **il rapporto H/V calcolato è tale da ipotizzare un elevato fattore di amplificazione del moto sismico in superficie.**

La ricostruzione sismo - stratigrafica di sito può essere schematizzata in un sismo - strato poco addensato ($V_s \approx 288$ m/s) fino a circa 95 m dal p.c. locale e, per valori di profondità maggiori, da un materiale caratterizzato da una velocità di propagazione delle onde S di ≈ 600 m/s (v. *modello sismo – stratigrafico interpretativo* riportato a seguire) identificabile con il bedrock sismico.

Il rilievo nello specifico ha fornito i seguenti dati sismici (*modello sismo – stratigrafico interpretativo*):

H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	288	95,00	0,0 – 95,0
II SISMOSTRATO	600	Inf.	95,0 – inf.





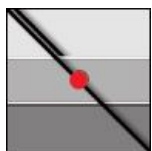
4.3 Modello sismico locale

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi o in rapporto ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di Categorie di Sottosuolo di riferimento. Per definire tali categorie, il D.M. 14/01/08 prevede, in questo caso, il calcolo del parametro $V_{s,30}$, ovvero della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio V_s entro 30 m di profondità dal piano di posa delle fondazioni.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)

Esistono poi due categorie speciali di sottosuolo, che sono quelle denominate dalle sigle S1 e S2, per le quali le NTC08 richiedono che l'azione sismica sia definita tramite il ricorso a studi speciali. Per queste categorie di sottosuolo non è quindi possibile utilizzare l'approccio semplificato basato sul coefficiente di amplificazione stratigrafica.

S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione , di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti



Dall'indagine sismica effettuata è possibile calcolare la velocità media di propagazione delle onde di taglio fino a 30 m dal piano di posa delle fondazioni come espressamente richiesto dalla normativa vigente (*Norme Tecniche sulle Costruzioni – D.M. 14/01/2008*). La velocità delle onde sismiche di taglio (V_s), calcolate per i primi 30 m di spessore, è risultata pari a **288 m/s**.

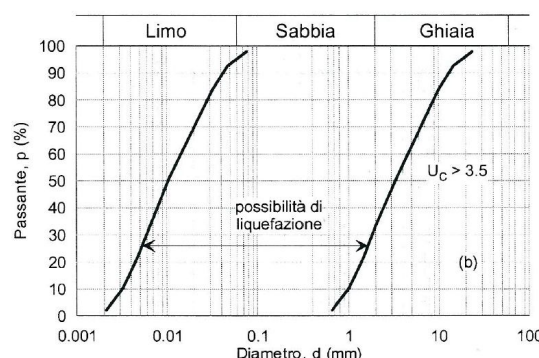
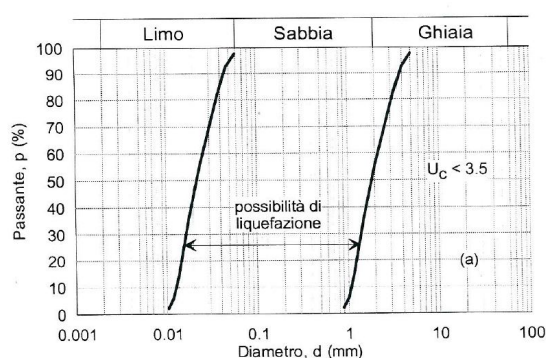
Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal presente studio e dalle indicazioni normative si prevede l'inserimento del sito d'indagine nella **Categoria di Sottosuolo C**.

4.5 Liquefazione dei terreni

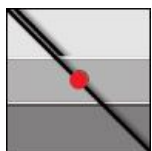
In base alle Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni la progettazione delle opere di fondazione richiede preliminarmente la valutazione della sicurezza del sito nei confronti della liquefazione, si tratta di quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o all'accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate (paragrafo 7.11.3.4 Stabilità nei confronti della liquefazione).

Tale verifica può essere omessa se si manifesta almeno una delle seguenti circostanze:

- Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di campo libero) minori di $0.1g$;
- Profondità media della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite di data resistenza penetrometrica (vedi par. 7.11.3.4.2);
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure sottostanti.



Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione



Nel caso specifico i terreni di interesse presentano una granulometria con limo sabbioso e argilloso prevalente con intercalazioni sabbioso limose, con falda rilevata alla profondità di circa 2.00 m dal piano campagna. In base a quanto riportato nel grafico di disaggregazione dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia l'area risulta caratterizzata da Magnitudo M inferiori a 5 (4.98). In base a tali dati sarebbe possibile omettere la verifica a liquefazione dei terreni, ma i recenti eventi sismici con Magnitudo superiore e la presenza di terreni a granulometria medio fine con frequenti intercalazioni sabbiose inducono a prendere in considerazione il fenomeno. I metodi semplificati (Geostru PS) utilizzati per il calcolo si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione

$$(1.0)F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs. Questi metodi sono in genere utilizzati per la progettazione di opere di media importanza.

CALCOLO DELLA SUSCETTIBILITA' DI LIQUEFAZIONE

Dati generali

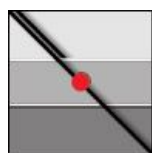
Sovraccarico sul piano campagna= 133 Kpa

Base sovraccarico= 3,0 m

Lunghezza sovraccarico= 3.0 m

Coefficiente di Poisson= 0,3

Incremento tensioni metodo di: Boussinesq



Numero di strati = 5

Profondità della falda = 2.0 m

Magnitudo del sisma = 5,9

Accelerazione massima al suolo = 0,15

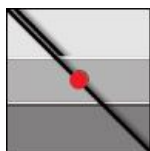
Parametri geotecnici ottenuti dalle prove CPT

Metodo di Robertson e Wride (1997)

Risultati

Correzione per la magnitudo (MSF) = 1,85

Verifica Nr.	Profondità dal p. c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale efficace (KPa)	Correzione per la pressione litostatica efficace CQ	Resistenza alla punta corretta qc1N (KPa)	Coefficiente di riduttività (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza (Fs)	Suscettibilità di liquefazione	Indice di liquefazione	Rischio di liquefazione
1	2,20	67,47	65,51							NL	0	Molto basso
2	2,40	70,20	66,28							NL	0	Molto basso
3	2,60	72,91	67,03							NL	0	Molto basso
4	2,80	75,61	67,77							NL	0	Molto basso
5	3,00	78,72	68,91	1,20	-2,79	0,98	0,05	0,06	0,81	L	5,27	Alto
6	3,20	81,84	70,07	1,19	-2,77	0,98	0,05	0,06	0,79	L	6,18	Alto
7	3,40	84,99	71,26	1,18	-2,74	0,97	0,05	0,06	0,78	L	6,84	Alto
8	3,60	88,17	72,48	1,17	-2,72	0,97	0,05	0,06	0,76	L	7,86	Alto
9	3,80	91,40	73,74							NL	0	Molto basso
10	4,00	94,66	75,05							NL	0	Molto basso
11	4,20	97,97	76,39							NL	0	Molto basso
12	4,40	101,32	77,78							NL	0	Molto basso
13	4,60	104,71	79,21							NL	0	Molto basso
14	4,80	107,94	80,49	1,11	-6,95	0,96	0,04	0,07	0,65	L	14,78	Alto
15	5,00	111,22	81,80	1,11	-6,95	0,96	0,04	0,07	0,64	L	15,75	Molto alto
16	5,20	114,54	83,16	1,10	-6,88	0,96	0,04	0,07	0,63	L	16,74	Molto alto
17	5,40	117,90	84,56	1,09	-6,82	0,96	0,04	0,07	0,63	L	17,28	Molto alto
18	5,60	121,29	85,99	1,08	-6,76	0,96	0,04	0,07	0,62	L	18,30	Molto alto
19	5,80	124,72	87,45	1,07	-6,70	0,96	0,04	0,07	0,62	L	18,84	Molto alto
20	6,00	128,18	88,95	1,06	-6,63	0,95	0,04	0,07	0,61	L	19,89	Molto alto
21	6,20	131,67	90,49	1,05	-6,57	0,95	0,04	0,07	0,61	L	20,43	Molto alto
22	6,40	135,20	92,05	1,04	-6,51	0,95	0,04	0,07	0,60	L	21,50	Molto alto
23	6,60	138,75	93,63	1,03	-6,45	0,95	0,04	0,07	0,60	L	22,04	Molto alto
24	6,80	142,32	95,25	1,02	-6,38	0,95	0,04	0,07	0,60	L	22,58	Molto alto
25	7,00	145,92	96,89	1,02	-6,38	0,95	0,04	0,08	0,59	L	23,68	Molto alto
26	7,20	149,54	98,55	1,01	-6,32	0,94	0,04	0,08	0,59	L	24,21	Molto alto
27	7,40	153,19	100,23	1,00	-6,26	0,94	0,04	0,08	0,59	L	24,73	Molto alto
28	7,60	156,85	101,93	0,99	-6,20	0,94	0,04	0,08	0,59	L	25,24	Molto alto
29	7,80	160,53	103,65	0,98	-6,13	0,94	0,04	0,08	0,58	L	26,37	Molto alto
30	8,00	164,23	105,39	0,97	-6,07	0,94	0,04	0,08	0,58	L	26,88	Molto alto
31	8,20	167,95	107,15	0,97	-6,07	0,94	0,04	0,08	0,58	L	27,38	Molto alto
32	8,40	171,68	108,92	0,96	-6,01	0,94	0,04	0,08	0,58	L	27,87	Molto alto
33	8,60	175,42	110,70	0,95	-5,95	0,93	0,05	0,08	0,58	L	28,35	Molto alto



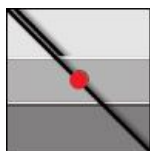
34	8,80	179,18	112,50	0,94	-5,88	0,93	0,05	0,08	0,58	L	28,83	Molto alto
35	9,00	183,15	114,51							NL	0	Molto basso
36	9,20	187,14	116,53							NL	0	Molto basso
37	9,40	191,13	118,56							NL	0	Molto basso
38	9,60	195,13	120,60							NL	0	Molto basso
39	9,80	199,15	122,66							NL	0	Molto basso
40	10,00	203,17	124,72							NL	0	Molto basso

EC8 (CPT) (1998)

Risultati

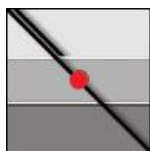
Correzione per la magnitudo (MSF) = 2,33

Verifica Nr.	Profondità dal p. c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale efficace (KPa)	Correzione per la press. litostatica efficace (CN)	Resistenza alla punta corretta qc1 (bar)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza (Fs)	Suscettibilità di liquefazione	Probabilità di liquefazione (%)
1	2,20	67,47	65,51	1,24						NL	0,00
2	2,40	70,20	66,28	1,23						NL	0,00
3	2,60	72,91	67,03	1,22						NL	0,00
4	2,80	75,61	67,77	1,21						NL	0,00
5	3,00	78,72	68,91	1,20	0,78	0,98	0,05	0,05	0,89	L	34,14
6	3,20	81,84	70,07	1,19	0,77	0,98	0,05	0,06	0,87	L	35,74
7	3,40	84,99	71,26	1,18	0,77	0,97	0,05	0,06	0,85	L	37,41
8	3,60	88,17	72,48	1,17	0,76	0,97	0,05	0,06	0,83	L	39,16
9	3,80	91,40	73,74	1,16						NL	0,00
10	4,00	94,66	75,05	1,15						NL	0,00
11	4,20	97,97	76,39	1,14						NL	0,00
12	4,40	101,32	77,78	1,13						NL	0,00
13	4,60	104,71	79,21	1,12						NL	0,00
14	4,80	107,94	80,49	1,11	1,94	0,96	0,05	0,06	0,76	L	45,82
15	5,00	111,22	81,80	1,11	1,94	0,96	0,05	0,07	0,75	L	46,84
16	5,20	114,54	83,16	1,10	1,93	0,96	0,05	0,07	0,74	L	47,88
17	5,40	117,90	84,56	1,09	1,91	0,96	0,05	0,07	0,73	L	48,93
18	5,60	121,29	85,99	1,08	1,89	0,96	0,05	0,07	0,72	L	50,00
19	5,80	124,72	87,45	1,07	1,87	0,96	0,05	0,07	0,71	L	51,08
20	6,00	128,18	88,95	1,06	1,86	0,95	0,05	0,07	0,71	L	51,08
21	6,20	131,67	90,49	1,05	1,84	0,95	0,05	0,07	0,70	L	52,18
22	6,40	135,20	92,05	1,04	1,82	0,95	0,05	0,07	0,69	L	53,29
23	6,60	138,75	93,63	1,03	1,80	0,95	0,05	0,07	0,69	L	53,29
24	6,80	142,32	95,25	1,02	1,79	0,95	0,05	0,07	0,68	L	54,42
25	7,00	145,92	96,89	1,02	1,79	0,95	0,05	0,07	0,68	L	54,42
26	7,20	149,54	98,55	1,01	1,77	0,94	0,05	0,07	0,67	L	55,55
27	7,40	153,19	100,23	1,00	1,75	0,94	0,05	0,07	0,67	L	55,55
28	7,60	156,85	101,93	0,99	1,73	0,94	0,05	0,07	0,66	L	56,70
29	7,80	160,53	103,65	0,98	1,72	0,94	0,05	0,07	0,66	L	56,70
30	8,00	164,23	105,39	0,97	1,70	0,94	0,05	0,07	0,65	L	57,86
31	8,20	167,95	107,15	0,97	1,70	0,94	0,05	0,08	0,65	L	57,86
32	8,40	171,68	108,92	0,96	1,68	0,94	0,05	0,08	0,65	L	57,86
33	8,60	175,42	110,70	0,95	1,66	0,93	0,05	0,08	0,64	L	59,03
34	8,80	179,18	112,50	0,94	1,65	0,93	0,05	0,08	0,64	L	59,03
35	9,00	183,15	114,51	0,93						NL	0,00
36	9,20	187,14	116,53	0,93						NL	0,00



dr. umberto pivetta
geologo

37	9,40	191,13	118,56	0,92						NL	0,00
38	9,60	195,13	120,60	0,91						NL	0,00
39	9,80	199,15	122,66	0,90						NL	0,00
40	10,00	203,17	124,72	0,90						NL	0,00



RELAZIONE GEOTECNICA

Il progetto prevede la costruzione di un capannone che si svilupperà interamente fuori terra. In base alle indicazioni progettuali e alle caratteristiche dei terreni indagati, i calcoli di seguito riportati si riferiscono a fondazioni continue superficiali sui terreni argillosi. Vista la presenza di terreni poco consistente si consiglia di irrigidire la struttura di fondazione. Si consiglia inoltre di svincolare tramite giunto sismico il nuovo capannone dalle strutture adiacenti.

5. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Con l'utilizzo delle Norme Tecniche sulle Costruzioni si dovranno valutare la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare le opere e le varie tipologie strutturali dovranno possedere i seguenti requisiti:

- i. *Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possono compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare vari danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- ii. *Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- iii. *Robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Nell'ambito del metodo degli stati limite la misura della sicurezza si ottiene con il “Metodo semi-probabilistico dei Coefficienti Parziali” di sicurezza espresso dall'equazione:

$$R_d \geq E_d \quad \text{ovvero} \quad R_d - E_d \geq 0$$

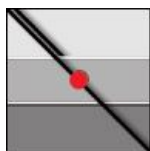
dove:

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico;

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione.

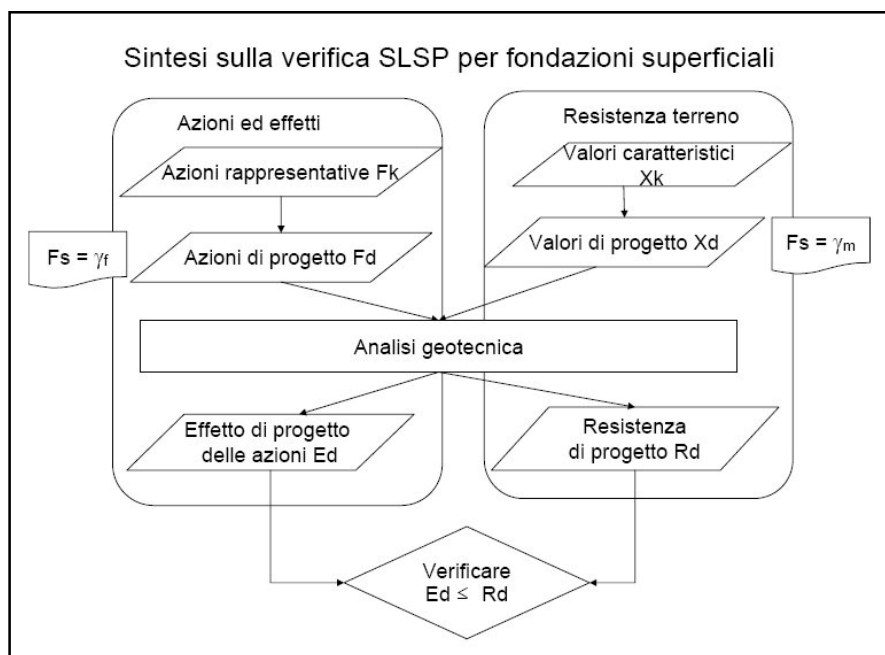
L'effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione:

- delle azioni di progetto $\gamma F F_k$



- dei parametri di progetto $XK/\gamma M$
- e dalla geometria di progetto ad.

L'effetto delle azioni può essere valutato direttamente come $Ed = Ek \cdot \gamma E$. Nella formulazione della resistenza Rd , compare esplicitamente un coefficiente γR che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

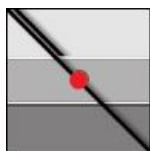


La verifica della suddetta condizione ($Ed \leq Rd$) è stata effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Parametri	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Parametri non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.2.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
-----------	---	----------------------------------	------	------



Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0
Tabella 6.2.2- Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno				

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi:

- Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico;
- Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

6. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche che sono state effettuate nei confronti degli stati limite ultimo al collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$, qualora siano note le azioni di progetto (E_d) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La valutazione del carico limite di progetto R_d sulla fondazione viene solitamente effettuata secondo la teoria elaborata da *Brinch-Hansen*, (Ec7-Ec8) utilizzando, per condizioni drenate, la formula generale:

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

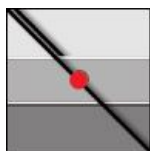
dove:

c' = coesione

q = pressione litostatica totale sul piano di posa.

B = larghezza della fondazione

N_c, N_γ, N_q = fattori adimensionali di portanza;



s_c, s_γ, s_q = fattori di forma;

i_c, i_q, i_γ = fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno

Le verifiche si sono effettuate, tenendo conto dei valori e i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo l'**Approccio 1**:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità Portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$
<i>Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali</i>			

Per il calcolo della capacità portante sono stati utilizzati i parametri relativi al livello stratigrafico A costituito da argille e argille limose.

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Le resistenze di progetto assumono un valore di **328 KN /m² (R1)**.

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Le resistenze di progetto assumono un valore di **133 KN /m² (R2)**.

Approccio 2: A1 + M1 + R3

Le resistenze di progetto assumono un valore di **142 KN /m² (R3)**.

CALCOLO PORTANZA DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	3,5 m
Lunghezza fondazione	3,5 m
Profondità piano di posa	1,5 m
Altezza di incastro	1,0 m
Profondità falda	1,5

STRATIGRAFIA TERRENO

ORIZZONTE	Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]
A	2,8	18,16	18,95	0,0	0,0	44,0	0,0	4270,21
B	0,8	17,65	20,59	31,0	0,0	0,0	0,0	7722,74
C	1,0	18,01	18,79	0,0	0,0	40,0	0,0	4138,75
D	4,2	17,65	20,59	33,0	0,0	0,0	0,0	11011,89
E	1,2	17,64	18,42	0,0	0,0	35,0	0,0	3818,6

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	239,7 kN/m²
Resistenza di progetto[Rd]	133,17 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 9588,18 kN/m³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,2
Fattore profondità [Dc]	0,17
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	328,32 kN/m²
Resistenza di progetto	328,32 kN/m²

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,2
Fattore profondità [Dc]	0,17
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	239,7 kN/m ²
Resistenza di progetto	133,17 kN/m ²

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,2
Fattore profondità [Dc]	0,17
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	239,7 kN/m ²
Resistenza di progetto	133,17 kN/m ²

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,2
Fattore profondità [Dc]	0,17
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	328,32 kN/m ²
Resistenza di progetto	142,75 kN/m ²

PROVA PENETROMETRICA STATICA

Committente:

Cantiere: San Pietro in Casale

Località: Via Stangolini-Via Genova



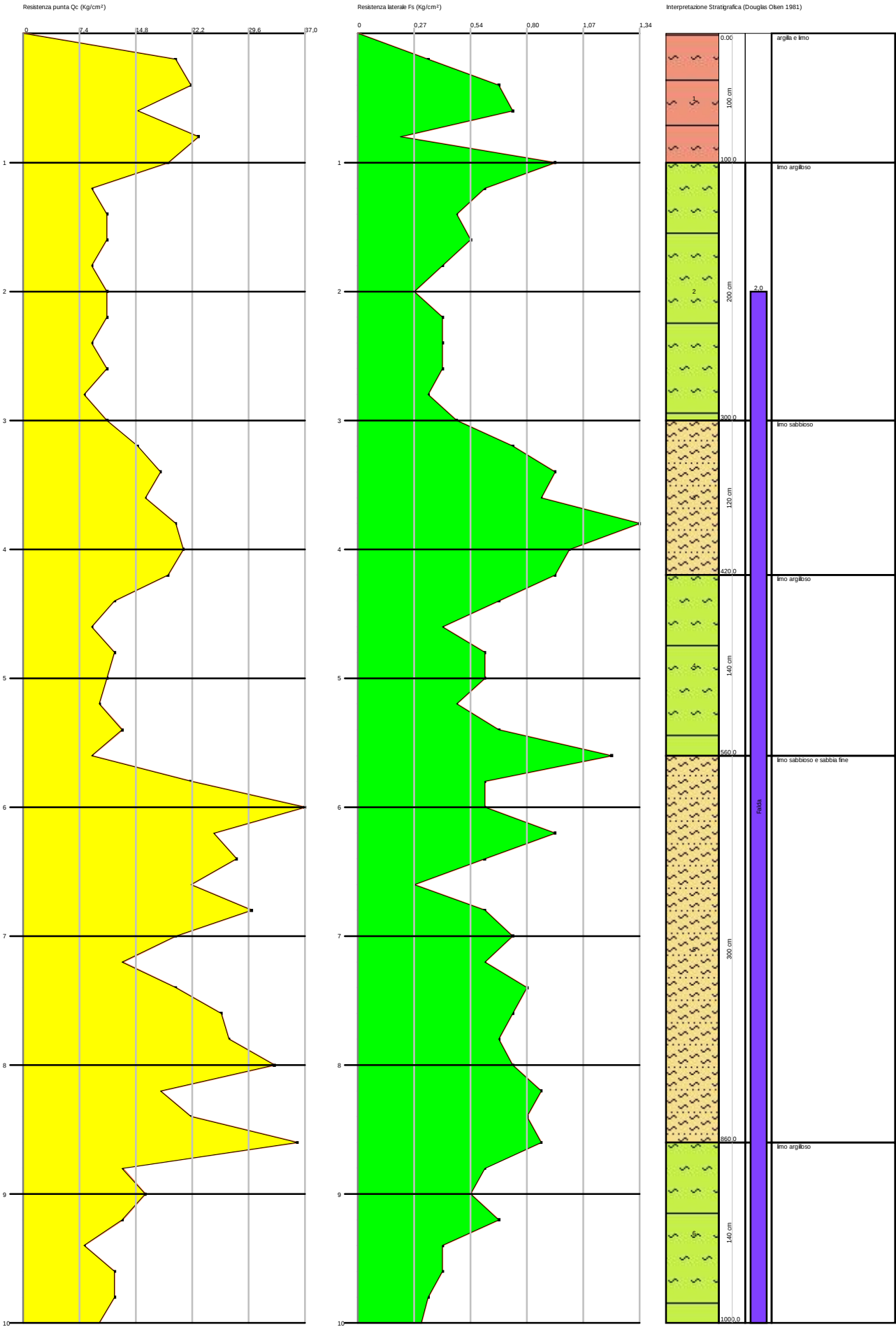
Caratteristiche Strumentali PAGANI TG 63 (200 kN)

Rif. Norme	ASTM D3441-86
Diametro Punta conica meccanica	35,7
Angolo di apertura punta	60
Area punta	10
Superficie manicotto	150
Passo letture (cm)	20
Costante di trasformazione Ct	10

Committente:

Cantiere: San Pietro in Casale
Località: Via Stangolhi-Via Genova

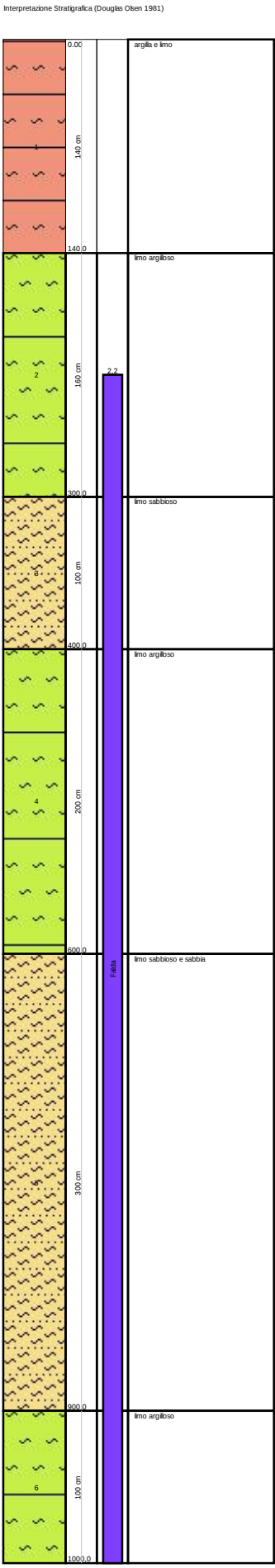
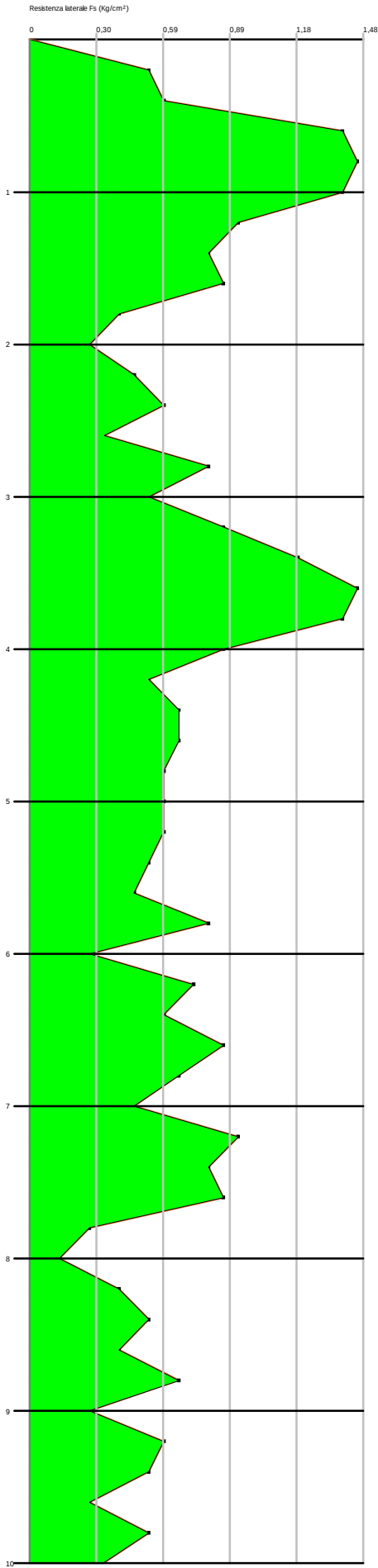
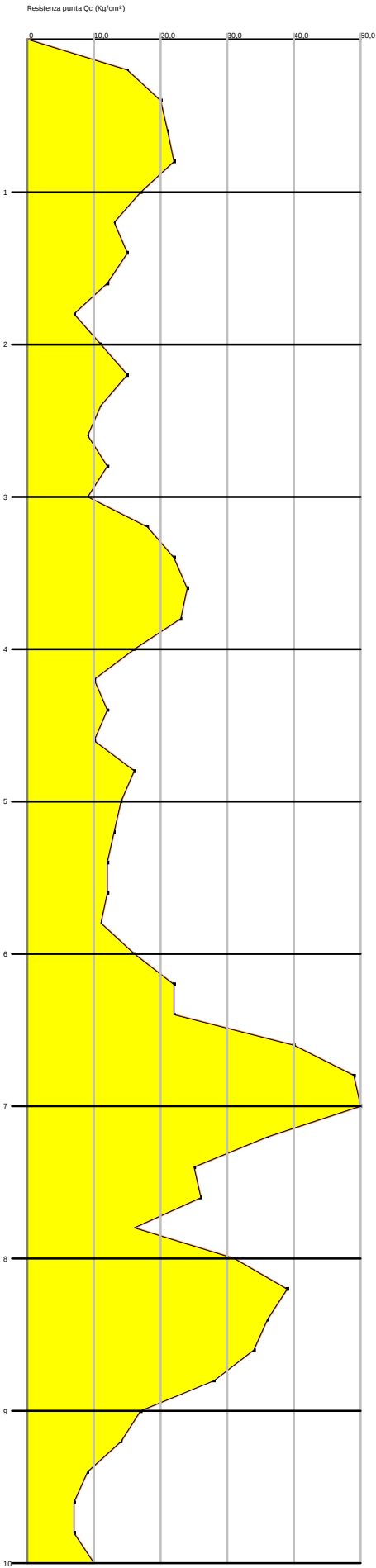
Data: 04/08/2015



Committente:

Data: 04/08/2015

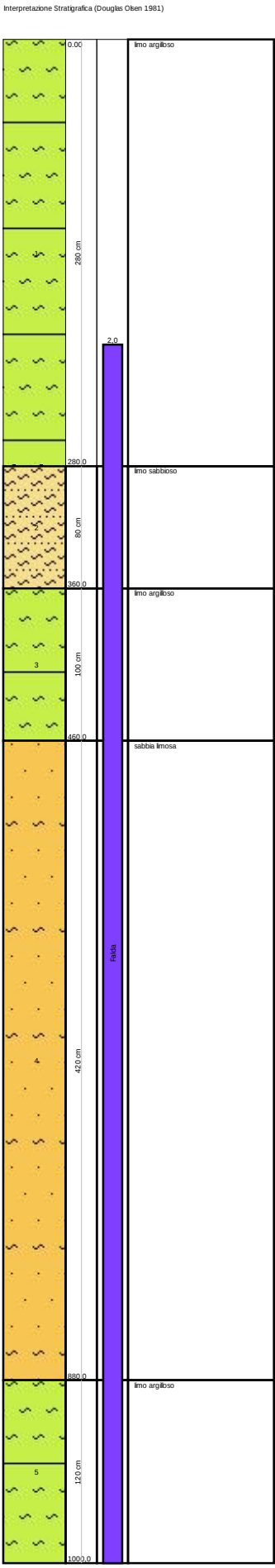
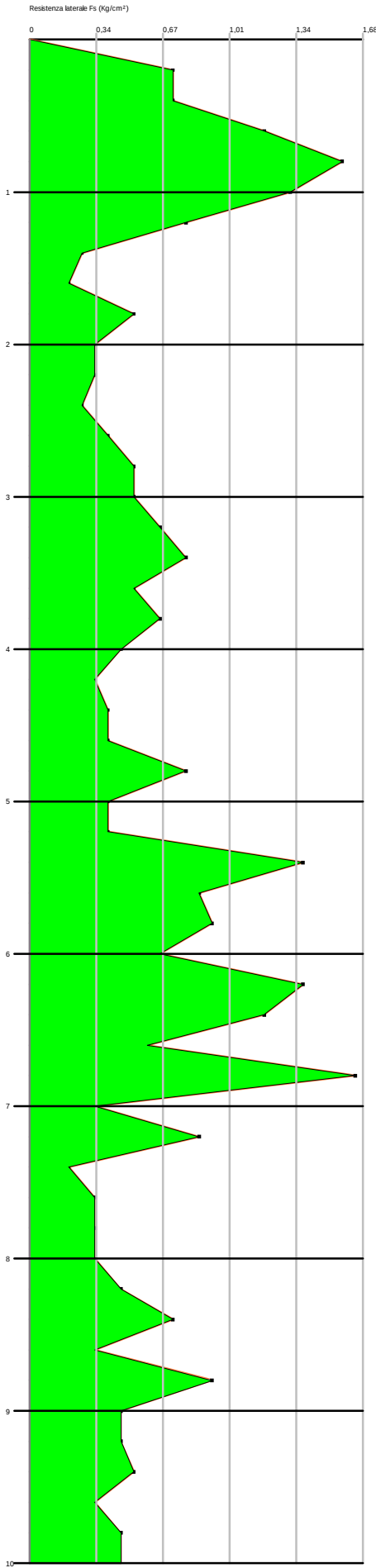
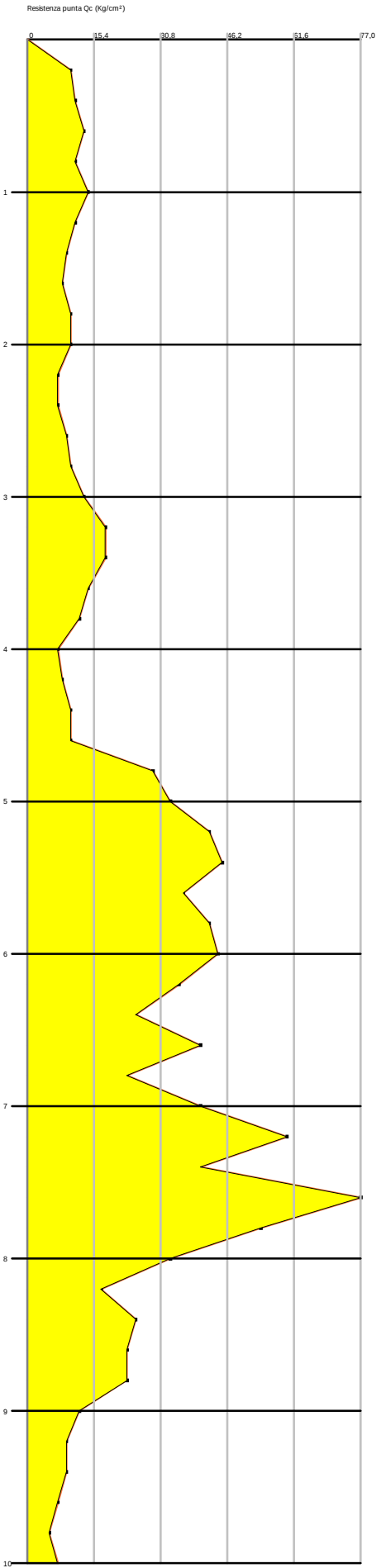
Cantiere: San Pietro in Casale
Località: Via Stangolhi-Via Genova



Committente:

Data: 04/08/2015

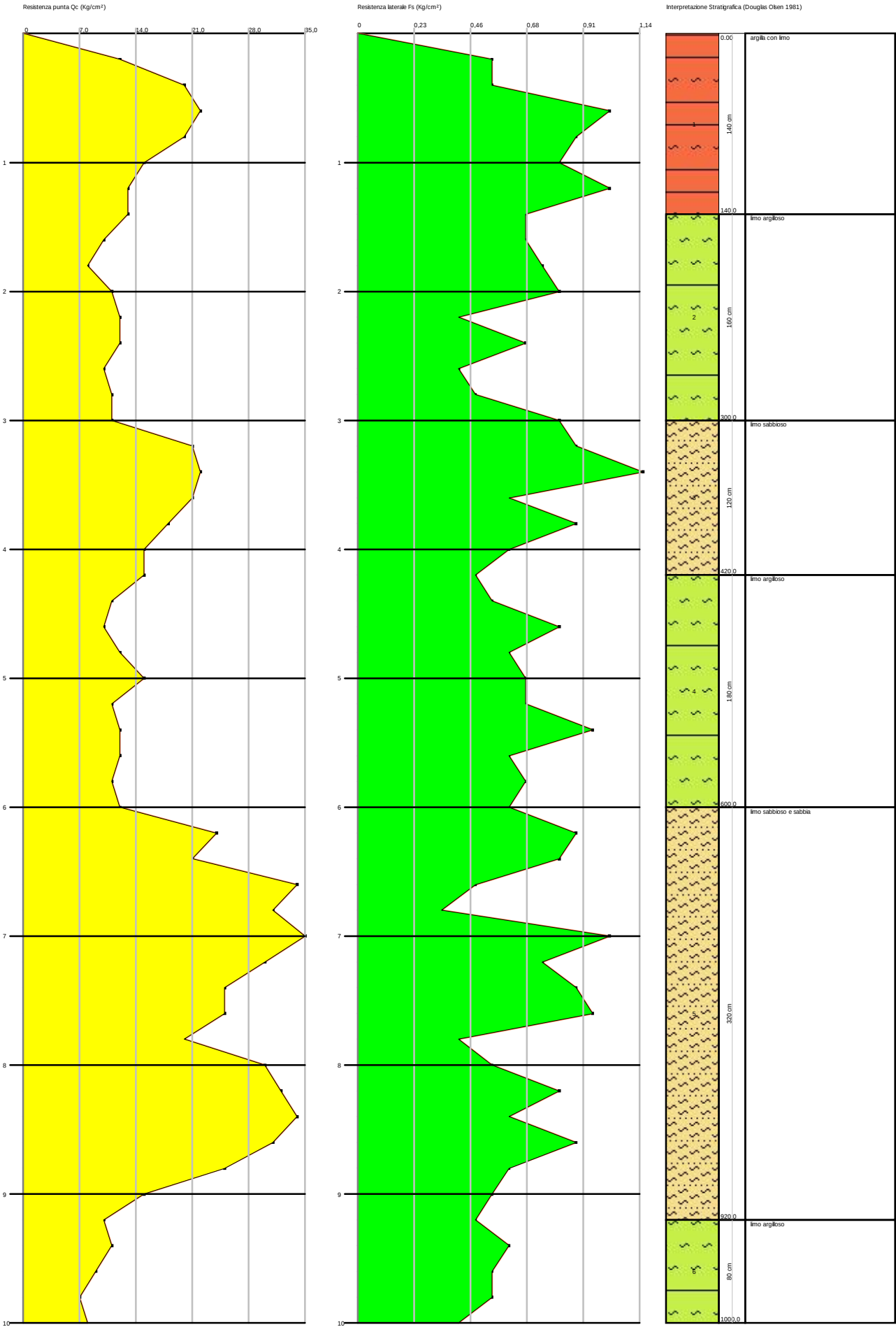
Cantiere: San Pietro in Casale
Località: Via Stangolhi-Via Genova



Committente:

Cantiere: San Pietro in Casale
Località: Via Stangolhi-Via Genova

Data: 04/08/2015



PROVA N° 1

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN) Prova eseguita in data: 04/08/2015
 Profondità prova: 10,00 mt Località: Via Stangolini-Via Genova

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	20,00	30,0	20,0	0,333	60,06	1,7
0,40	22,00	27,0	22,0	0,667	32,984	3,0
0,60	15,00	25,0	15,0	0,733	20,464	4,9
0,80	23,00	34,0	23,0	0,2	115,0	0,9
1,00	19,00	22,0	19,0	0,933	20,364	4,9
1,20	9,00	23,0	9,0	0,6	15,0	6,7
1,40	11,00	20,0	11,0	0,467	23,555	4,2
1,60	11,00	18,0	11,0	0,533	20,638	4,8
1,80	9,00	17,0	9,0	0,4	22,5	4,4
2,00	11,00	17,0	11,0	0,267	41,199	2,4
2,20	11,00	15,0	11,0	0,4	27,5	3,6
2,40	9,00	15,0	9,0	0,4	22,5	4,4
2,60	11,00	17,0	11,0	0,4	27,5	3,6
2,80	8,00	14,0	8,0	0,333	24,024	4,2
3,00	11,00	16,0	11,0	0,467	23,555	4,2
3,20	15,00	22,0	15,0	0,733	20,464	4,9
3,40	18,00	29,0	18,0	0,933	19,293	5,2
3,60	16,00	30,0	16,0	0,867	18,454	5,4
3,80	20,00	33,0	20,0	1,333	15,004	6,7
4,00	21,00	41,0	21,0	1,0	21,0	4,8
4,20	19,00	34,0	19,0	0,933	20,364	4,9
4,40	12,00	26,0	12,0	0,667	17,991	5,6
4,60	9,00	19,0	9,0	0,4	22,5	4,4
4,80	12,00	18,0	12,0	0,6	20,0	5,0
5,00	11,00	20,0	11,0	0,6	18,333	5,5
5,20	10,00	19,0	10,0	0,467	21,413	4,7
5,40	13,00	20,0	13,0	0,667	19,49	5,1
5,60	9,00	19,0	9,0	1,2	7,5	13,3
5,80	22,00	40,0	22,0	0,6	36,667	2,7
6,00	37,00	46,0	37,0	0,6	61,667	1,6
6,20	25,00	34,0	25,0	0,933	26,795	3,7
6,40	28,00	42,0	28,0	0,6	46,667	2,1
6,60	22,00	31,0	22,0	0,267	82,397	1,2
6,80	30,00	34,0	30,0	0,6	50,0	2,0
7,00	20,00	29,0	20,0	0,733	27,285	3,7
7,20	13,00	24,0	13,0	0,6	21,667	4,6
7,40	20,00	29,0	20,0	0,8	25,0	4,0
7,60	26,00	38,0	26,0	0,733	35,471	2,8
7,80	27,00	38,0	27,0	0,667	40,48	2,5
8,00	33,00	43,0	33,0	0,733	45,02	2,2
8,20	18,00	29,0	18,0	0,867	20,761	4,8
8,40	22,00	35,0	22,0	0,8	27,5	3,6
8,60	36,00	48,0	36,0	0,867	41,522	2,4
8,80	13,00	26,0	13,0	0,6	21,667	4,6
9,00	16,00	25,0	16,0	0,533	30,019	3,3
9,20	13,00	21,0	13,0	0,667	19,49	5,1
9,40	8,00	18,0	8,0	0,4	20,0	5,0
9,60	12,00	18,0	12,0	0,4	30,0	3,3
9,80	12,00	18,0	12,0	0,333	36,036	2,8
10,00	10,00	15,0	10,0	0,3	33,333	3,0

PROVA N° 2

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN) Prova eseguita in data: 04/08/2015
 Profondità prova: 10,00 mt Località: Via Stangolini-Via Genova

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	15,00	18,0	15,0	0,533	28,143	3,6
0,40	20,00	28,0	20,0	0,6	33,333	3,0
0,60	21,00	30,0	21,0	1,4	15,0	6,7
0,80	22,00	43,0	22,0	1,467	14,997	6,7
1,00	17,00	39,0	17,0	1,4	12,143	8,2
1,20	13,00	34,0	13,0	0,933	13,934	7,2
1,40	15,00	29,0	15,0	0,8	18,75	5,3
1,60	12,00	24,0	12,0	0,867	13,841	7,2

1,80	7,00	20,0	7,0	0,4	17,5	5,7
2,00	11,00	17,0	11,0	0,267	41,199	2,4
2,20	15,00	19,0	15,0	0,467	32,12	3,1
2,40	11,00	18,0	11,0	0,6	18,333	5,5
2,60	9,00	18,0	9,0	0,333	27,027	3,7
2,80	12,00	17,0	12,0	0,8	15,0	6,7
3,00	9,00	21,0	9,0	0,533	16,886	5,9
3,20	18,00	26,0	18,0	0,867	20,761	4,8
3,40	22,00	35,0	22,0	1,2	18,333	5,5
3,60	24,00	42,0	24,0	1,467	16,36	6,1
3,80	23,00	45,0	23,0	1,4	16,429	6,1
4,00	16,00	37,0	16,0	0,867	18,454	5,4
4,20	10,00	23,0	10,0	0,533	18,762	5,3
4,40	12,00	20,0	12,0	0,667	17,991	5,6
4,60	10,00	20,0	10,0	0,667	14,993	6,7
4,80	16,00	26,0	16,0	0,6	26,667	3,8
5,00	14,00	23,0	14,0	0,6	23,333	4,3
5,20	13,00	22,0	13,0	0,6	21,667	4,6
5,40	12,00	21,0	12,0	0,533	22,514	4,4
5,60	12,00	20,0	12,0	0,467	25,696	3,9
5,80	11,00	18,0	11,0	0,8	13,75	7,3
6,00	16,00	28,0	16,0	0,267	59,925	1,7
6,20	22,00	26,0	22,0	0,733	30,014	3,3
6,40	22,00	33,0	22,0	0,6	36,667	2,7
6,60	40,00	49,0	40,0	0,867	46,136	2,2
6,80	49,00	62,0	49,0	0,667	73,463	1,4
7,00	50,00	60,0	50,0	0,467	107,066	0,9
7,20	36,00	43,0	36,0	0,933	38,585	2,6
7,40	25,00	39,0	25,0	0,8	31,25	3,2
7,60	26,00	38,0	26,0	0,867	29,988	3,3
7,80	16,00	29,0	16,0	0,267	59,925	1,7
8,00	31,00	35,0	31,0	0,133	233,083	0,4
8,20	39,00	41,0	39,0	0,4	97,5	1,0
8,40	36,00	42,0	36,0	0,533	67,542	1,5
8,60	34,00	42,0	34,0	0,4	85,0	1,2
8,80	28,00	34,0	28,0	0,667	41,979	2,4
9,00	17,00	27,0	17,0	0,267	63,67	1,6
9,20	14,00	18,0	14,0	0,6	23,333	4,3
9,40	9,00	18,0	9,0	0,533	16,886	5,9
9,60	7,00	15,0	7,0	0,267	26,217	3,8
9,80	7,00	11,0	7,0	0,533	13,133	7,6
10,00	10,00	18,0	10,0	0,33	30,303	3,3

PROVA N° 3

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN) Prova eseguita in data: 04/08/2015
 Profondità prova: 10,00 mt Località: Via Stangolini-Via Genova

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	10,00	15,0	10,0	0,733	13,643	7,3
0,40	11,00	22,0	11,0	0,733	15,007	6,7
0,60	13,00	24,0	13,0	1,2	10,833	9,2
0,80	11,00	29,0	11,0	1,6	6,875	14,5
1,00	14,00	38,0	14,0	1,333	10,503	9,5
1,20	11,00	31,0	11,0	0,8	13,75	7,3
1,40	9,00	21,0	9,0	0,267	33,708	3,0
1,60	8,00	12,0	8,0	0,2	40,0	2,5
1,80	10,00	13,0	10,0	0,533	18,762	5,3
2,00	10,00	18,0	10,0	0,333	30,03	3,3
2,20	7,00	12,0	7,0	0,333	21,021	4,8
2,40	7,00	12,0	7,0	0,267	26,217	3,8
2,60	9,00	13,0	9,0	0,4	22,5	4,4
2,80	10,00	16,0	10,0	0,533	18,762	5,3
3,00	13,00	21,0	13,0	0,533	24,39	4,1
3,20	18,00	26,0	18,0	0,667	26,987	3,7

3,40	18,00	28,0	18,0	0,8	22,5	4,4
3,60	14,00	26,0	14,0	0,533	26,266	3,8
3,80	12,00	20,0	12,0	0,667	17,991	5,6
4,00	7,00	17,0	7,0	0,467	14,989	6,7
4,20	8,00	15,0	8,0	0,333	24,024	4,2
4,40	10,00	15,0	10,0	0,4	25,0	4,0
4,60	10,00	16,0	10,0	0,4	25,0	4,0
4,80	29,00	35,0	29,0	0,8	36,25	2,8
5,00	33,00	45,0	33,0	0,4	82,5	1,2
5,20	42,00	48,0	42,0	0,4	105,0	1,0
5,40	45,00	51,0	45,0	1,4	32,143	3,1
5,60	36,00	57,0	36,0	0,867	41,522	2,4
5,80	42,00	55,0	42,0	0,933	45,016	2,2
6,00	44,00	58,0	44,0	0,667	65,967	1,5
6,20	35,00	45,0	35,0	1,4	25,0	4,0
6,40	25,00	46,0	25,0	1,2	20,833	4,8
6,60	40,00	58,0	40,0	0,6	66,667	1,5
6,80	23,00	32,0	23,0	1,667	13,797	7,2
7,00	40,00	65,0	40,0	0,333	120,12	0,8
7,20	60,00	65,0	60,0	0,867	69,204	1,4
7,40	40,00	53,0	40,0	0,2	200,0	0,5
7,60	77,00	80,0	77,0	0,333	231,231	0,4
7,80	54,00	59,0	54,0	0,333	162,162	0,6
8,00	33,00	38,0	33,0	0,333	99,099	1,0
8,20	17,00	22,0	17,0	0,467	36,403	2,7
8,40	25,00	32,0	25,0	0,733	34,106	2,9
8,60	23,00	34,0	23,0	0,333	69,069	1,4
8,80	23,00	28,0	23,0	0,933	24,652	4,1
9,00	12,00	26,0	12,0	0,467	25,696	3,9
9,20	9,00	16,0	9,0	0,467	19,272	5,2
9,40	9,00	16,0	9,0	0,533	16,886	5,9
9,60	7,00	15,0	7,0	0,333	21,021	4,8
9,80	5,00	10,0	5,0	0,467	10,707	9,3
10,00	7,00	14,0	7,0	0,467	14,989	6,7

PROVA N° 4

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN) Prova eseguita in data: 04/08/2015
Profondità prova: 10,00 mt Località: Via Stangolini-Via Genova

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	12,00	18,0	12,0	0,533	22,514	4,4
0,40	20,00	28,0	20,0	0,533	37,523	2,7
0,60	22,00	30,0	22,0	1,0	22,0	4,5
0,80	20,00	35,0	20,0	0,867	23,068	4,3
1,00	15,00	28,0	15,0	0,8	18,75	5,3
1,20	13,00	25,0	13,0	1,0	13,0	7,7
1,40	13,00	28,0	13,0	0,667	19,49	5,1
1,60	10,00	20,0	10,0	0,667	14,993	6,7
1,80	8,00	18,0	8,0	0,733	10,914	9,2
2,00	11,00	22,0	11,0	0,8	13,75	7,3
2,20	12,00	24,0	12,0	0,4	30,0	3,3
2,40	12,00	18,0	12,0	0,667	17,991	5,6
2,60	10,00	20,0	10,0	0,4	25,0	4,0
2,80	11,00	17,0	11,0	0,467	23,555	4,2
3,00	11,00	18,0	11,0	0,8	13,75	7,3
3,20	21,00	33,0	21,0	0,867	24,221	4,1
3,40	22,00	35,0	22,0	1,133	19,417	5,2
3,60	21,00	38,0	21,0	0,6	35,0	2,9
3,80	18,00	27,0	18,0	0,867	20,761	4,8
4,00	15,00	28,0	15,0	0,6	25,0	4,0
4,20	15,00	24,0	15,0	0,467	32,12	3,1
4,40	11,00	18,0	11,0	0,533	20,638	4,8
4,60	10,00	18,0	10,0	0,8	12,5	8,0
4,80	12,00	24,0	12,0	0,6	20,0	5,0
5,00	15,00	24,0	15,0	0,667	22,489	4,4

5,20	11,00	21,0	11,0	0,667	16,492	6,1
5,40	12,00	22,0	12,0	0,933	12,862	7,8
5,60	12,00	26,0	12,0	0,6	20,0	5,0
5,80	11,00	20,0	11,0	0,667	16,492	6,1
6,00	12,00	22,0	12,0	0,6	20,0	5,0
6,20	24,00	33,0	24,0	0,867	27,682	3,6
6,40	21,00	34,0	21,0	0,8	26,25	3,8
6,60	34,00	46,0	34,0	0,467	72,805	1,4
6,80	31,00	38,0	31,0	0,333	93,093	1,1
7,00	35,00	40,0	35,0	1,0	35,0	2,9
7,20	30,00	45,0	30,0	0,733	40,928	2,4
7,40	25,00	36,0	25,0	0,867	28,835	3,5
7,60	25,00	38,0	25,0	0,933	26,795	3,7
7,80	20,00	34,0	20,0	0,4	50,0	2,0
8,00	30,00	36,0	30,0	0,533	56,285	1,8
8,20	32,00	40,0	32,0	0,8	40,0	2,5
8,40	34,00	46,0	34,0	0,6	56,667	1,8
8,60	31,00	40,0	31,0	0,867	35,755	2,8
8,80	25,00	38,0	25,0	0,6	41,667	2,4
9,00	15,00	24,0	15,0	0,533	28,143	3,6
9,20	10,00	18,0	10,0	0,467	21,413	4,7
9,40	11,00	18,0	11,0	0,6	18,333	5,5
9,60	9,00	18,0	9,0	0,533	16,886	5,9
9,80	7,00	15,0	7,0	0,533	13,133	7,6
10,00	8,00	16,0	8,0	0,4	20,0	5,0

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato 1	2,80	10,0	0,662	0,3	0,3	Terzaghi	0,44
Strato 3	4,60	9,4	0,453	0,7	0,5	Terzaghi	0,44
Strato 5	10,00	8,167	0,456	1,8	1,1	Terzaghi	0,35

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato 1	2,80	10,0	0,662	0,3	0,3	Metodo generale del modulo Edometrico	43,5
Strato 3	4,60	9,4	0,453	0,7	0,5	Metodo generale del modulo Edometrico	42,2
Strato 5	10,00	8,167	0,456	1,8	1,1	Metodo generale del modulo Edometrico	38,9

Modulo di deformazione non drenato Eu

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Eu (Kg/cm ²)
Strato 1	2,80	10,0	0,662	0,3	0,3	Cancelli 1980	365,5
Strato 3	4,60	9,4	0,453	0,7	0,5	Cancelli 1980	332,4
Strato 5	10,00	8,167	0,456	1,8	1,1	Cancelli 1980	265,5

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato	qc	fs	Tensione	Tensione	Correlazione	Modulo di
--	--------------	----	----	----------	----------	--------------	-----------

	(m)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	litostatica totale (Kg/cm ²)	litostatica efficace (Kg/cm ²)	deformazione a taglio (Kg/cm ²)
Strato 1	2,80	10,0	0,662	0,3	0,3	Imai & Tomauchi 114,3
Strato 3	4,60	9,4	0,453	0,7	0,5	Imai & Tomauchi 110,1
Strato 5	10,00	8,167	0,456	1,8	1,1	Imai & Tomauchi 101,0

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Ocr
Strato 1	2,80	10,0	0,662	0,3	0,3	Piacentini Righi 1978	>9
Strato 3	4,60	9,4	0,453	0,7	0,5	Piacentini Righi 1978	6,06
Strato 5	10,00	8,167	0,456	1,8	1,1	Piacentini Righi 1978	2,95

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	2,80	10,0	0,662	0,3	0,3	Meyerhof	1,9
Strato 3	4,60	9,4	0,453	0,7	0,5	Meyerhof	1,8
Strato 5	10,00	8,167	0,456	1,8	1,1	Meyerhof	1,8

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	C	Crm
Strato 1	2,80	10,0	0,662	0,3	0,3	0,2	0,026
Strato 3	4,60	9,4	0,453	0,7	0,5	0,20849	0,0271
Strato 5	10,00	8,167	0,456	1,8	1,1	0,22985	0,02988

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	2,80	10,0	0,662	0,3	0,3	Meyerhof	1,9
Strato 3	4,60	9,4	0,453	0,7	0,5	Meyerhof	1,9
Strato 5	10,00	8,167	0,456	1,8	1,1	Meyerhof	1,9

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 2	3,60	15,75	0,633	0,6	0,5	Harman	27,2
Strato 4	8,80	37,429	0,724	1,3	0,8	Harman	43,4

Angolo di resistenza al taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 2	3,60	15,75	0,633	0,6	0,5	Schmertmann	31,4
Strato 4	8,80	37,429	0,724	1,3	0,8	Schmertmann	33,7

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato 2	3,60	15,75	0,633	0,6	0,5	Buisman - Sanglerat	78,8
Strato 4	8,80	37,429	0,724	1,3	0,8	Buisman - Sanglerat	112,3

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato 2	3,60	15,75	0,633	0,6	0,5	Imai & Tomauchi	150,9
Strato 4	8,80	37,429	0,724	1,3	0,8	Imai & Tomauchi	256,1

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Ocr
Strato 2	3,60	15,75	0,633	0,6	0,5	Larsson 1991 S.G.I.	<0,5
Strato 4	8,80	37,429	0,724	1,3	0,8	Larsson 1991 S.G.I.	<0,5

Modulo di reazione Ko

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Ko
Strato 2	3,60	15,75	0,633	0,6	0,5	Kulhawy & Mayne (1990)	0,30
Strato 4	8,80	37,429	0,724	1,3	0,8	Kulhawy & Mayne (1990)	0,37

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	C	Crm
Strato 2	3,60	15,75	0,633	0,6	0,5	0,15144	0,01969
Strato 4	8,80	37,429	0,724	1,3	0,8	0,11393	0,01481

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 2	3,60	15,75	0,633	0,6	0,5	Meyerhof	1,8
Strato 4	8,80	37,429	0,724	1,3	0,8	Meyerhof	1,8

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 2	3,60	15,75	0,633	0,6	0,5	Meyerhof	2,1
Strato 4	8,80	37,429	0,724	1,3	0,8	Meyerhof	2,1