GEOLOGIA TECNICA sas
di Vorlicek P.A. & C
Azienda certificata UNI EN ISO 9001:2008

Provincia di	PADOVA
Comune di	POJANA MAGGIORE
Committente	Azienda agricola GIACOMETTI GIANNI

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Provincia di	PADOVA
Comune di	POJANA MAGGIORE
Committente	Azienda agricola GIACOMETTI GIANNI

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

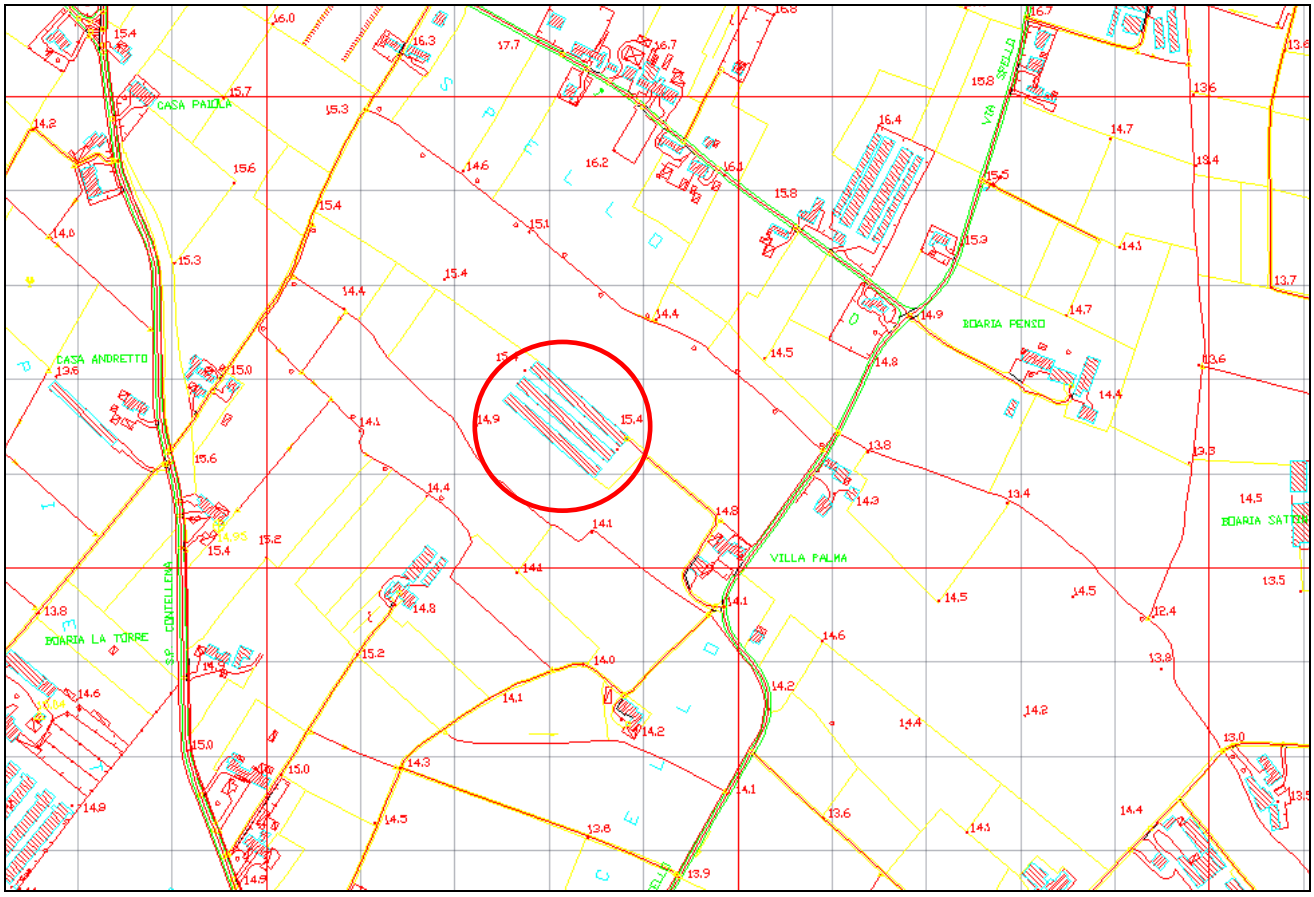
INTRODUZIONE 3
RELAZIONE GEOLOGICA 4
RELAZIONE SISMICA 8
RELAZIONE GEOTECNICA 11
CONCLUSIONI 19

INTRODUZIONE

Al fine di verificare la fattibilità geologica e di fornire indicazioni geotecniche utili per l'edificazione di un nuovo capannone avicolo in un lotto situato nel Comune di Pojana Maggiore in via Ponticello, sono state eseguite le seguenti indagini:

1. Una ricerca bibliografica inerente l'area in esame
2. L'esecuzione di 3 prove penetrometriche statiche fino alla profondità max di 8.00 m da p.c.

Tale indagine è altresì necessaria per ottemperare alle NTC del D.M. 14/01/2008.



Estratto CTR 1:5000 (non in scala). Cerchiato in rosso il sito di indagine

RELAZIONE GEOLOGICA

Geologia

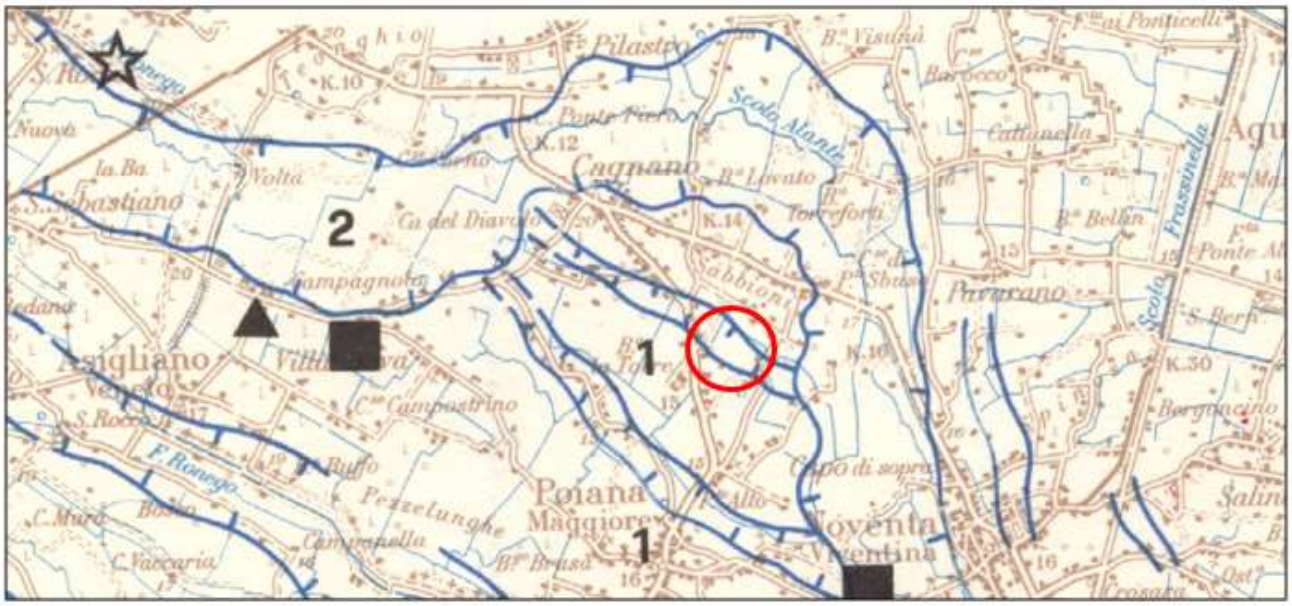
In quest'area affiorano esclusivamente le alluvioni quaternarie. Si tratta, al di sotto del suolo vegetale, omogeneizzato dal lavoro agrario, di sabbie medio fini calcaree, fortemente ossidate da limonite, localmente parzialmente cementate e concrezionate. Le indagini penetrometriche effettuate in sito hanno evidenziato terreni prevalentemente sabbiosi a partire dai -2.0 m da p.c. fino agli 8.0 m da p.c. Non vi sono evidenze di disturbi tettonici locali anche se la scarsità di affioramenti rendono difficile una lettura in tal senso e d'altra parte va ricordata la presenza della faglia della riviera Berica a carattere sismo genetico (probabilmente attiva in epoca storica).

Estratto della carta geologica della Provincia di Vicenza

L'area di pianura ove è inserito il sito è caratterizzata da terreni alluvionali mediamente fini. Nella cartografia riportata sopra, in rosso è indicata l'area in cui è inserito il sito oggetto di studio (Estratto della Carta geologica della provincia di Vicenza).

Geomorfologia

L'area si presenta completamente pianeggiante ed è posta ad una quota di circa 15,4 m s.l.m.m. In un passato recente (in epoca protostorica e talora fino alla dominazione romana) l'area è però rimasta coinvolta dal libero divagare dei fiumi, in particolare l'Adige. Si riconosce infatti immediatamente a Sud e a Nord del sito, oggetto d'indagine, un paleoalveo incassato, testimonianza di una fase erosiva dell'Adige che andava ad incidere le proprie alluvioni, depositate precedentemente. Effettivamente i primi metri del sottosuolo (almeno 15 m) sono interamente costituiti da sabbie fluviali di provenienza atesina. A seguito si riportano 2 estratti cartografici, sopra "*Evoluzione paleoidrografica e paleoinsediativa della Pianura Veneta atesino Padova"* e sotto della *"Carta Geomorfologica della pianura Padana"* dove in concomitanza del sito sono presenti diversi paleoalvei che giustificano la presenza dei depositi sabbiosi presenti nell'area.

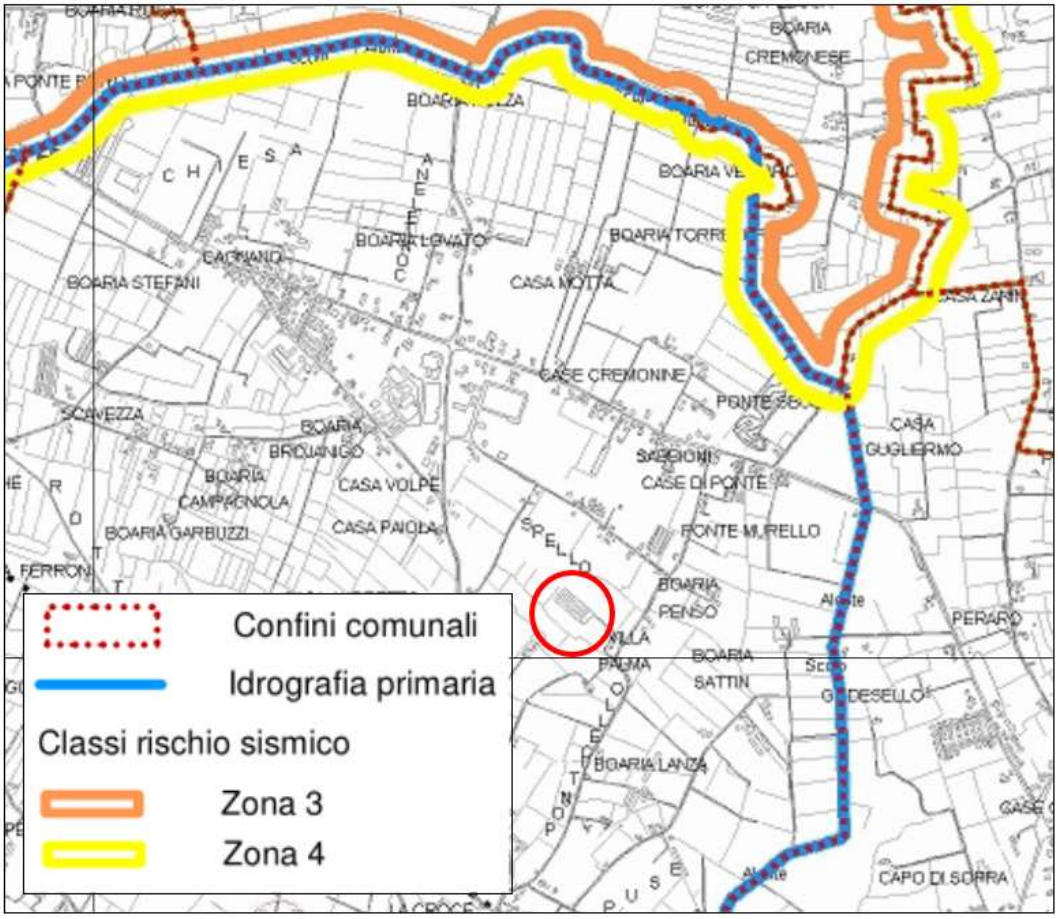


Identificazione dei Paleoalvei e del sito indagato (Cerchiato in rosso). Estratto da: "Evoluzione paleoidrografica e paleoinsediativa della Pianura Veneta atesino Padova", (Marcolongo B. e Zaffanella C.)

Idrologia

In prossimità dell area d'intervento non si segnala la presenza di corsi d'acqua importanti (canali o scoli) ad esclusione delle scoline delle rete idrica secondaria che delimitano i campi e le strade.

In base all'estratto della carta delle fragilità del PTCP di Vicenza; come si nota, non sono segnalati in corrispondenza e vicinanza del sito aree classificate a rischio idraulico rischi particolari.



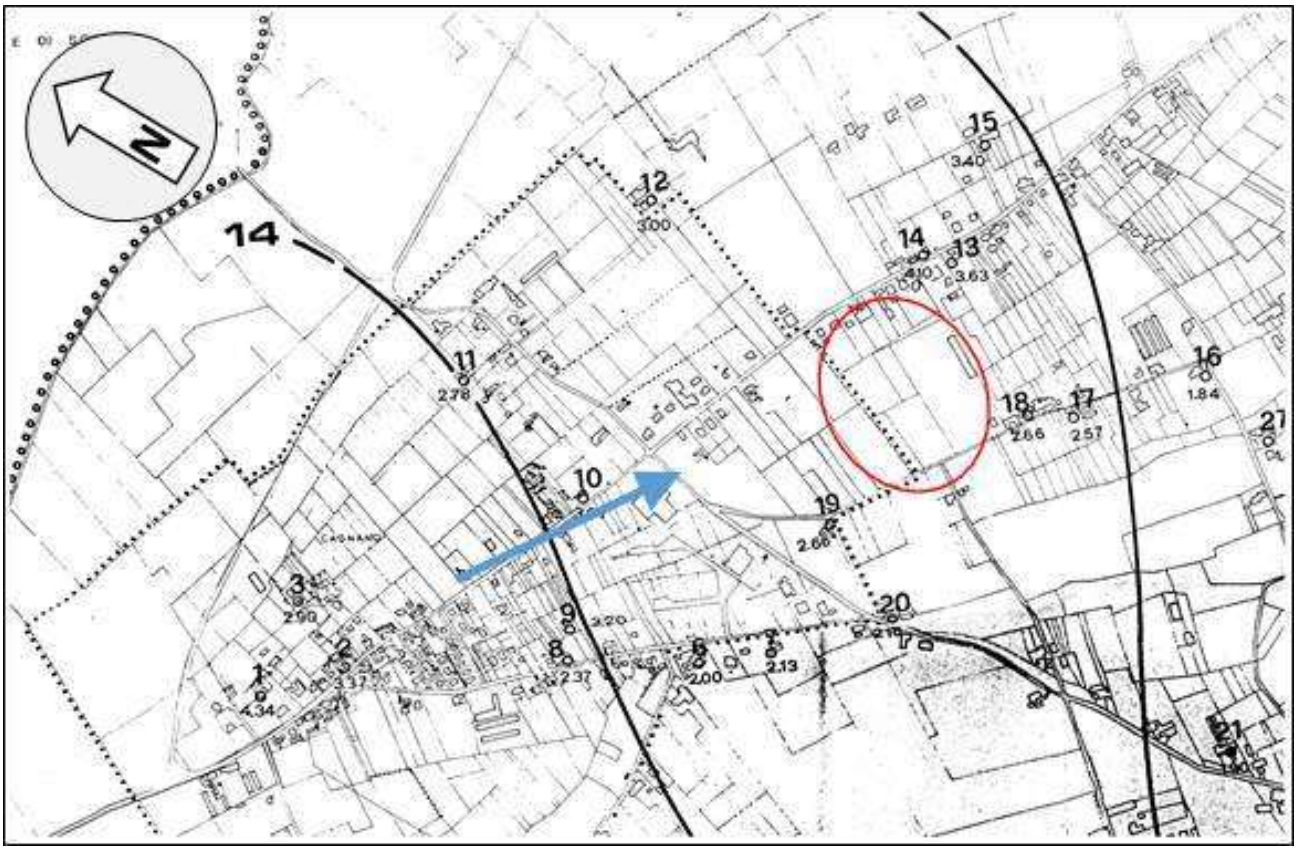
Estratto della carta delle fragilità del PTCP di Vicenza; come si nota non sono segnalati rischi particolari.

Cerchiato in rosso il sito di indagine

Idrogeologia

In generale l'idrogeologia di questa zona è caratterizzata dalla presenza di una modesta falda freatica e di varie falde confinate in pressione (sistema multifalde). La situazione idrogeologica quindi è caratterizzata da un sistema a più falde sovrapposte e talora in pressione, alloggiate nei materiali più permeabili (sabbie-ghiaie) separate da letti di materiali argillosi praticamente impermeabili. Molto spesso più che di una singola falda freatica è corretto riferirsi a un insieme di piccole falde superficiali in comunicazione idraulica (più o meno direttamente) tra loro e talora dotate di debole pressione. Risulta inoltre sempre presente in questa zona una falda superficiale di tipo freatico, con direzione del deflusso idrico sotterraneo da O-NO a E-SE.

In base alla carta idrogeologica del PRG Comunale a seguito riportata il sito è posto tra le isofreatiche 14 e 13 m s.l.m.m., ed essendo il sito quindi ad una quota di circa 15,4 m s.l.m.m., la soggiacenza delel falda è attesa tra 1.5 e 2.5 m da p.c. In effetti tali dati sono confermati dalla misura eseguita nel piezometro posto nel foro della prova cpt che in data 5/07/2017 ha rielevato la falda a -2.02 m da p.c.



Estratto della carta idrogeologica del PRG comunale con indicata direzione del deflusso idrico sotterraneo. Cerchiato in rosso il sito di indagine

RELAZIONE SISMICA

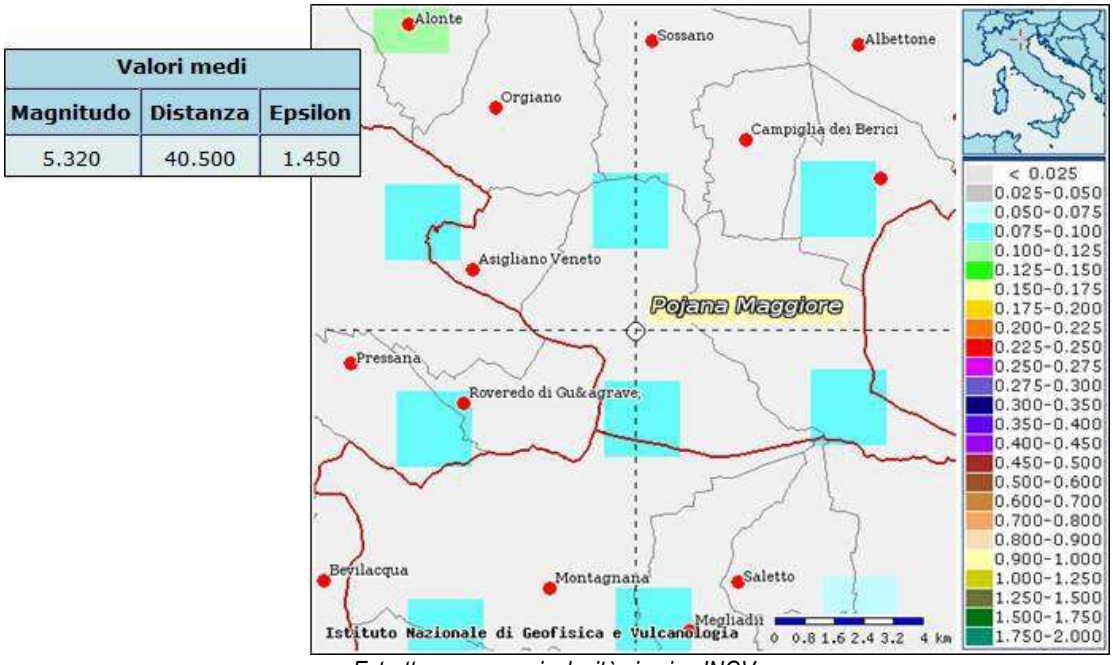
Classificazione sismica del sito

Il comune di Pojana Maggiore (Secondo la classificazione sismica indicati nell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274/03) è classificato dal punto di vista sismico in classe 4 con quindi i seguenti parametri edificatori minimi.

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g/g)	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g/g)
4	<0,05	0,05

La classificazione sismica in zone 1 2 3 4 dopo l'entrata in vigore delle NTC08 ha solo valore amministrativo, vale solo per i controlli sui progetti da parte del GC. L'azione sismica va sempre calcolata tenendo conto della griglia. Per l'identificazione della zona sismica in cui ricade ciascun comune o porzione di esso, occorre fare riferimento alle disposizioni emanate ai sensi dell'art. 83, comma 3, del DPR 6.6.2001, n. 380.

Data la bassa sismicità il rischio di liquefazione delle sabbie risulta trascurabile, inoltre il sito appare stabile dal punto di vista geomorfologico per una ampio raggio, anche in presenza di azioni sismiche. In base alla mappa della pericolosità sismica l'area indagata si trova a in una parte del territorio comunale di Poiana Maggiore che presenta accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g/g) compresa tra 0,075-0,100 e una magnitudo attesa di 5.320.



Estratto mappa pericolosità sismica INGV.

Dalla resistenza penetrometrica equivalente (espressioni 3.2.2 e 3.2.3 delle NT) relativa ai dati delle prove statiche si evince che i terreni sono costituiti da terreni coesivi poco consistenti alternati a terreni granulari da poco a mediamente addensati. In tale caso le norme tecniche indicano che in presenza di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana fine e grossa la categoria di sottosuolo di riferimento è quella "peggiore" rispetto a quelle calcolate. In base ai dati delle indagini eseguite in sito e alla caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica HVSR (Metodo di Nakamura) eseguita in un sito posto a circa 500 m a nord, i terreni appartengono alla **categoria di sottosuolo C.**

Liquefazione terreni

In base alle indicazione del paragrafo 7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione del DM 14/01/2008, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. *eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5*
2. *accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;*
3. *profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;*
4. *depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata (N1)60 > 30 oppure qc1N > 180 dove (N1)60 è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc1N è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;*
5. *distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc < 3,5 ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc > 3,5.*

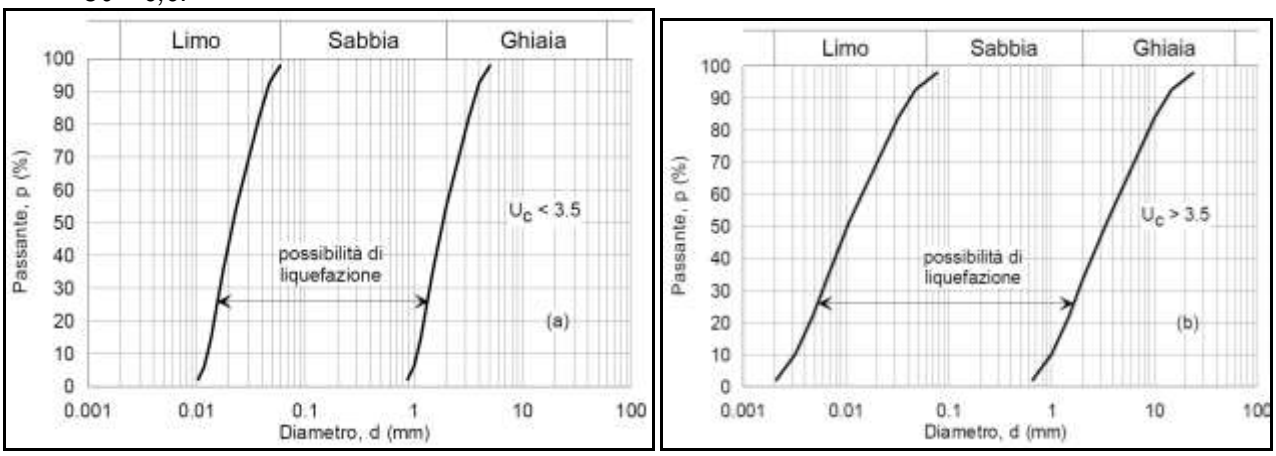


Fig. 7.11.1. Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione

Verifica alla liquefazione dei suoli incoerenti

L' accelerazione sismica a_g per lo stato limite SLV è 0.089. L'accelerazione massima attesa al piano campagna è data dalla formula:

Agmax=Ss*St*ag

Con il valore 1.0 di amplificazione stratigrafica Ss e 1.5 di amplificazione topografica St, Agmax attesa= 0.13

Si riporta a seguito la verifica alla liquefazione (Metodo di Seed e Idriss)) per un accelerazione sismica massima attesa al piano campagna (Agmax) di **0.13**, e coefficiente di sicurezza, relativamente ai livelli stimati incoerenti. La liquefazione è assente per Fs > 1,25, possibile per Fs<1,25 . e probabile per Fs<1,00

Nella tabella a seguito si riportano le verifiche alla liquefazione per i principali banchi sabbiosi posti al di sotto del piano di fondazione.

Profondità strato	Rp (kg/cmq)	Nspt	Nspt*	Resistenza alla liquefazione (R)	Sforzo di taglio normalizzato (T)	Coefficiente di sicurezza (Fs = R / T)
200-400	160	35	52	0.58	0.09	**5.85**
400-700	100	23	29	0.32	0.12	**2.70**
700-800	180	40	45	0.50	0.12	**3.98**

Resistenza alla liquefazione (R); Sforzo di taglio normalizzato (T); Coefficiente di sicurezza (Fs = R / T); Numero di colpi SPT o SCPT (Nspt); Numero di colpi standard corretto (N'spt), resistenza di punta dinamica/statica (Rp).
I valori di Nspt sono ricavati dai dati delle prove penetrometriche statiche in relazione ai valori della resistenza di punta e litologia (fonte F. Cestari 1986)

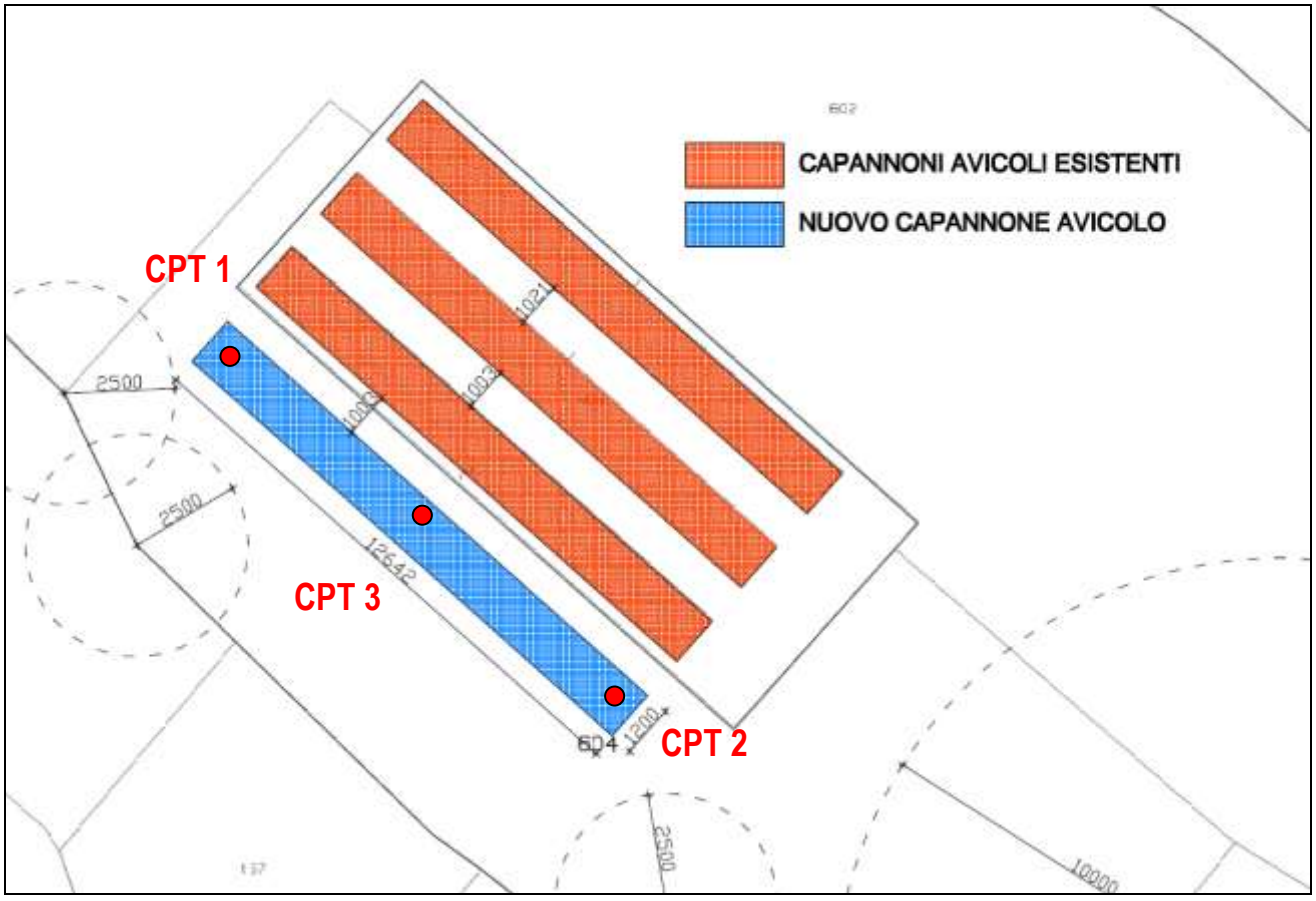
In base alla verifica effettuata, il rischio di liquefazione dei terreni, risulta assente.

RELAZIONE GEOTECNICA

Prove penetrometriche

Nell area ove dovrà essere realizzato il nuovo capannone sono state eseguite n° 3 prove penetrometriche statiche (CPT Cone Penetration Test) spinte fino alla profondità massima di 8 m da p.c. Per le CPT 1,2 e 3 è stato usato un penetrometro statico da 10 t, munito di Jacket Friction Cone con determinazione ogni 20 cm di infissione, della Resistenza alla punta e della Resistenza di Attrito Laterale Locale; velocità di infissione costante pari a 20 mm/sec.

Sono allegati i diagrammi con i risultati delle prove e a seguito le foto e la planimetria con l'ubicazione delle medesime.



Ubicazione delle indagini sulla planimetria di progetto.

Esecuzione Cpt 1

Esecuzione Cpt 2

Esecuzione Cpt 3

Caratteristiche meccaniche del terreno

Le caratteristiche meccaniche dei terreni in esame sono desunte tramite correlazioni con dati penetrometrici, in particolare Rp (resistenza di punta) e Rl (resistenza laterale). In base a tali dati è possibile esprimere:

Coesione non drenata C_u e angolo d'attrito dei terreni granulari (in relazione al grafico di Searle)
Coefficiente di compressibilità volumetrica $mv = 1 / \alpha * Rp$ con α = parametro dipendente dal tipo di terreno (Sanglerat, Mitchell e Gardner) e quindi il modulo confinato M = 1/mv.

Interpretazione media dei dati della prova penetrometrica

In tabella si riporta l'interpretazione dei dati delle prove Cpt. In generale le prove risultano simili nelle variazioni delle resistenze di punta e laterale con la profondità, indicando quindi una buona correlazione orizzontale, (stratificazione litologica subparallela), presentando comunque nel dettaglio delle differenze.

Si ricorda che i primi 60-80 cm di terreno indagato, possono presentare parametri geotecnici estremamente variabili in funzione delle caratteristiche meteo-climatiche relative al periodo d'indagine.

Parametri geotecnici medi ricavati dalla prova **CPT1**

Strato	m da p.c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA (1)	PARAMETRI GEOTECNICI				
			Rp Kg/cmq	Cu Kg/cmq	ϕ°	$\gamma_{d/s}$ g/cmc	α
1	0,00-0,40	Suolo agrario	/	/	/	/	/
2	0.40-1,00	Sabbia limosa a tratti argillosa	55	/	32	1.90	/
3	1,00-2,40	da limo argilloso a limo sabbioso argilloso	20-40	0.7	30	1.80	3-6
4	2,40-4,00	Sabbia, sabbia limosa a tratti sabbia grossa	150-250	/	35	2.05	/

5	4,00-8,0	alternanze di livelli di sabbia limosa , sabbia limosa argillosa e limo argilloso sabbioso	60-120	/	33	2.00	/

(1) L'interpretazione litologica si basa sui dati delle prove penetrometriche ed ha valore indicativo delle litologia presenti

Parametri geotecnici medi ricavati dalla prova **CPT2**

Strato	m da p.c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA (1)	PARAMETRI GEOTECNICI				
			Rp Kg/cmq	Cu Kg/cmq	ϕ°	$\gamma_{d/s}$ g/cmc	α
1	0,00-0,40	Suolo agrario	\	\	\	\	\
2	0,40-2,00	sabbia limosa con livelli di limo argilloso sabbioso	40	/	30	1.87	/
3	2,00-3,40	sabbia limosa	140-200	/	34	2.04	/
4	3,40-8,00	sabbia limosa a tratti sabbia limosa argillosa	100-160	/	33	2.00	/

(1) L'interpretazione litologica si basa sui dati delle prove penetrometriche ed ha valore indicativo delle litologia presenti

Parametri geotecnici medi ricavati dalla prova **CPT3**

Strato	m da p.c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA (1)	PARAMETRI GEOTECNICI				
			Rp Kg/cmq	Cu Kg/cmq	ϕ°	$\gamma_{d/s}$ g/cmc	α
1	0,00-0,40	Suolo agrario	/	/	/	/	/
2	0,4-0,8	sabbia	80	/	30	1.93	/
3	0,8-2,0	da sabbia a limo argilloso	25	0.6	27	1.78	3-6
4	2,0-4,0	da sabbia limosa a sabbia	140-180	/	34	2.03	/
5	4,0-8,0	alternanza di livelli di sabbia, sabbia limosa e limo sabbioso argilloso	80-140	/	32	2.00	/

(1) L'interpretazione litologica si basa sui dati delle prove penetrometriche ed ha valore indicativo delle litologia presenti

Valori di progetto dei parametri geotecnici

I valori di progetto **P(1)** dei parametri geotecnici, Xd, possono essere ricavati dai valori caratteristici, utilizzando la seguente equazione:

Xd = Xk/γm

I valori di progetto, Xd (Φd, c'd, Cud...) sono quelli da utilizzare nelle verifiche. Si ricavano a partire dei valori caratteristici, **Xk** ai quali va applicato un fattore riduttivo **γm** (FS parziale), tabellato nel NTU. Indicazioni sulla scelta di valori caratteristici si ritrovano non nel NTU ma nel EC7.

"La selezione dei valori caratteristici sarà basata sui valori derivati da prove di laboratorio o in situ "Il valore caratteristico di un parametro di un terreno o di una roccia deve essere scelto in base ad una valutazione cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite" la maggiore varianza di c' rispetto a quella di φ' deve essere considerata quando si determinano i loro valori caratteristici. L'estensione della zona di

sottosuolo che influisce sul comportamento di una struttura geotecnica in condizioni di stato limite è di solito molto più ampia di quella interessata da una prova su terreno o roccia e, pertanto, il parametro che determina il comportamento è spesso il valore medio nell'ambito di una certa superficie o di un certo volume di sottosuolo. Il valore caratteristico corrisponde ad una valutazione cautelativa del suddetto valore medio. Se si utilizzano metodi statistici, il valore caratteristico dovrebbe essere ricavato in maniera tale che la probabilità calcolata di valori più sfavorevoli, che determinano la manifestazione dello stato limite, non sia maggiore del 5%.". Segue che il valore caratteristico è una stima cautelativa di cui si riporta a seguito un metodo di calcolo (t-student) per dati "numerosi".

$$\mu = t(n-1)\left(\frac{s}{\sqrt{n-1}}\right) + \bar{x}$$

Media della popolazione: t(n-1) = distribuzione di Student con n-1 gradi di libertà
La distribuzione della media è sensibile al numero n dei dati, e al valore s della deviazione standard del campione

A seguito si riporta il valore caratteristico per il parametro angolo resistenza al taglio calcolato sui dati delle prove penetrometriche relativo ai banchi granulari al disotto del piano di fondazione, all'interno della "superficie di rottura" (volume "significativo" di terreno coinvolto dall'azione dell'opera in progetto).

5° percentile distribuzione della media				
N° prove	N° dati	Dev. Stand.	Media dati	**Valore caratteristico**
3	21	1,71	29,7	**29,0**

Il valore caratteristico, relativo al parametro geotecnico angolo resistenza al taglio, utilizzato per le verifiche agli stati limite delle opere in progetto, è **29.0°**. Tale valore caratteristico diventerà valore di progetto dividendo lo stesso per i diversi coefficienti parziali.

Resistenza di progetto

Nella presente relazione le verifiche sulla resistenza di progetto sono eseguite tramite un foglio di calcolo che usa il Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991* per verifiche in condizioni statiche e sismiche.

Rd (Qult) = 0.5·B·G2·Ng·Fg·Dg·Ig·Gg·Bg·Rg + co·Nc·Fc·Dc·Ic·Gc·Bc + G1·H·Nq·Fq·Dq·Iq·Gq·Bq
Fg,Fc,Fq: fatt. di forma - Dg,Dc,Dq: fatt. profond. - Ig,Ic,Iq: fatt. inclin. carico - Gg,Gc,Gq: fatt. inclin. p.c. - Bg,Bc,Bq: fatt. inclin. fondaz. - Rg: fatt. platea

La stabilità nelle diverse verifiche è data quando: Rd ≥ Ed ove

- Rd: resistenza di progetto
- Ed = azione di progetto (fornita dallo strutturista o ipotizzata)

A seguito si riporta quanto prescrive il testo unico delle Norme tecniche per le costruzioni (DM 14/01/2008) in relazione alle verifiche agli stati limite.

Azioni nelle verifiche agli stati limite

Secondo quanto indicato dal testo unico delle Norme tecniche per le costruzioni (DM 14/01/2008) la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale dell'opera. 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 devono possedere i seguenti requisiti:
Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera; Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
Stati limite ultimi
Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:
lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: ***EQU;*** *lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione:* ***STR;*** *lo stato limite di resistenza del terreno:* ***GEO.***
Le tabella successive forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:
SLU di tipo geotecnico (GEO)

- *collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno; collasso per scorrimento sul piano di posa; stabilità globale*

SLU di tipo strutturale (STR)

- *raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.*

A seguito si riportano le indicazioni per la verifica SLU STR-GEO
STR: *Rottura interna o deformazione eccessiva della struttura o di elementi strutturali, compresi fondazioni, pali, dove la resistenza delle componenti strutturali risulta significativa nel fornire resistenza.*
GEO: *Rottura o eccessiva deformazione del terreno dove la resistenza del terreno o roccia è significativa nel fornire resistenza.*
Vengono proposti 3 possibili approcci accertando che per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$Ed \leqslant Rd$$

I valori degli effetti delle azioni di progetto, ***Ed,*** *devono risultare ≤ alle resistenze di progetto,* ***Rd***
Le resistenza di progetto possono essere calcolate in 3 modi distinti a seconda di come si applicano i CP (coefficienti parziali)

1. *sulle azioni o effetti delle azioni (coefficienti parziali A)*
2. *sulle proprietà del terreno (coefficienti parziali M)*
3. *sulle resistenze (coefficienti parziali R)*
4. *su entrambe.*

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, (testo unico costruzioni) seguendo in primo luogo l'approccio 1 combinazione 2 confrontando con gli altri approcci riportati a seguito
Approccio 1: Combinazione 1: (A1+M1+R1); Combinazione 2: (A2+M2+R2)
Approccio 2: Combinazione:(A1+M1+R3).
Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente R non deve essere portato in conto.
Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	EQU	(A1) STR	(A2)GEO
PERMANENTI (G1)	favorevole	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole	1.1	1.3	1.0
PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)	favorevole	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole	1.5	1.5	1.3
VARIABILI (Q)	favorevole	0.0	0.0	0.0

	sfavorevole	1.5	1.5	1.3

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	Tang ϕ°	1.0	1.25
Coesione efficace	C'	1.0	1.25
Resistenza non drenata	Cu	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	1.0	1.0

Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

VERIFICA	COEFF. PARZ. R1	COEFF. PARZ. R2	COEFF. PARZ. R3
Capacità portante	1.0	1.8	2.3
Scorrimento	1.0	1.1	1.1

Valore resistenza di progetto

Le verifiche agli stati limite sono relative a un ipotesi di una fondazione d continua a cordolo

Nella tabella a seguito si riportano i dati geometrici, i parametri geotecnici del terreno.

Larghezza B fondazione m	1	Peso di volume terreno in kN/mc	18
Lunghezza L fondazione m	10	**ΦK** (valore caratteristico)	**29.0**
Profondità D incasso (m p.c.)	-0.6	Falda	- 2.02

A seguito si riportano i valori della resistenza di progetto per le diverse combinazioni dell'approccio 1 e 2.

		Parametri geotecnici / coefficiente parziale		**Capacità portante / coeff. parziale**
SLV	**R (kPa)**	**pes vol (kN/mc)**	**phi/M (kN/mq)**	**Rd (kPa)**
M1 R1	276,9	18	29	**276,9**
M2 R2	138,4	18	23,2	**76,9**
M1 R3	276,9	18	29	**120,4**

Nelle verifiche agli stai limite lo strutturista dovrà considerare l'effetto di tutte le azioni di progetto (carichi permanenti e non, variabili, momenti eccentricità ecc....) e di conseguenza verificare se la condizione Rd ≥ Ed è valida.

Stati limite di esercizio

Nelle verifiche SLE si considereranno spostamenti e deformazioni del terreno che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto. Nelle verifiche SLE deve risultare.

Ed ≤ ***Cd*** (eq. 6.2.7 delle NTC)

Dove ***Ed*** è il valore di progetto dell'effetto dell'azione (cedimento S) e ***Cd*** è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (cedimento ammissibile).

Cedimenti di fondazioni superficiali

Il cedimento totale è dato dalla somma del cedimento immediato e del cedimento edometrico. Il cedimento edometrico, legato alla compressibilità dell'argilla, sarà dato dalla somma dei cedimenti relativi ai singoli strati. Il cedimento relativo al singolo strato argilloso, in base al metodo monodimensionale di Terzaghi è dato dalla formula:

$s = \Delta H = H_0 \Delta p m_v$ dove:

H_0 = spessore strato

m_v = coefficiente di compressibilità volumetrica (1/ α*q_c,) dove α parametro dipendente dal tipo di terreno (relazioni empiriche ricavate da Sanglerat, Mitchell e Gardner) e qc resistenza alla punta del penetrometro statico

Δp = incremento di carico (in termini di pressione effettiva) = (carico) q*K (coefficiente di distribuzione del carico secondo Boussinesq)

Nel calcolo dei cedimenti di fondazioni superficiali, gli strati più sensibili interessati dalla compattazione quelli contenenti l'argilla o terreni organici**;** naturalmente si verificheranno dei cedimenti anche all'interno degli altri strati granulari. Poiché i terreni granulari, in particolare quelli da mediamente addensati a addensati, sono quasi incompressibili rispetto all'argilla, il cedimento è praticamente dovuto alla compressione degli strati di argilla. I carichi usati nel calcolo dei cedimenti **non** tengono conto dei momenti impressi alla base della fondazione.
Ad ogni modo i cedimenti calcolati sono da considerarsi indicativi in quanto le verifiche sono state eseguite con l'uso di parametri relativi alla compressibilità dei terreni, stimati dai dati dalle prove penetrometriche e non da prove specifiche di laboratorio. Si riporta quindi un intervallo di valori (cedimenti massimi e minimi calcolati) entro il quale ricadranno i cedimenti reali.

Fondazione a continua larga 1 m

Cpt	Carichi di progetto in kN/mq	Cedimento minimo (cm)	Cedimento massimo (cm)
1	60	0,2	0,4
2	60	0,1	0,2
3	60	0,2	0,3

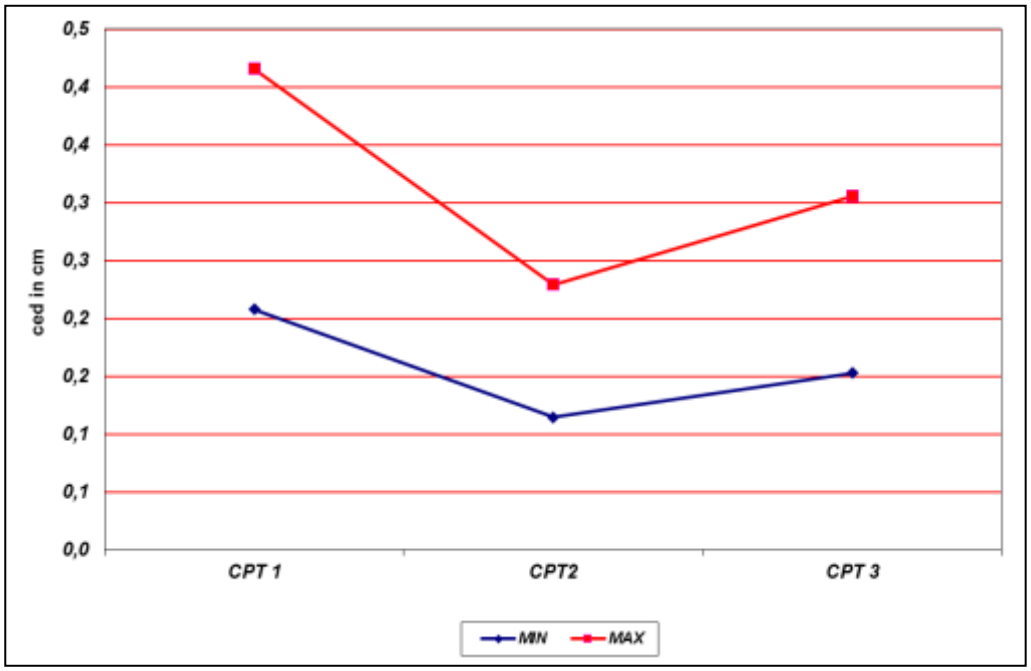


Grafico dei cedimenti per un carico di 60 KN/mq.

Come si nota dalla tabella sopra riportata, per l'opera di progetto, i cedimenti risultano di debole entità.

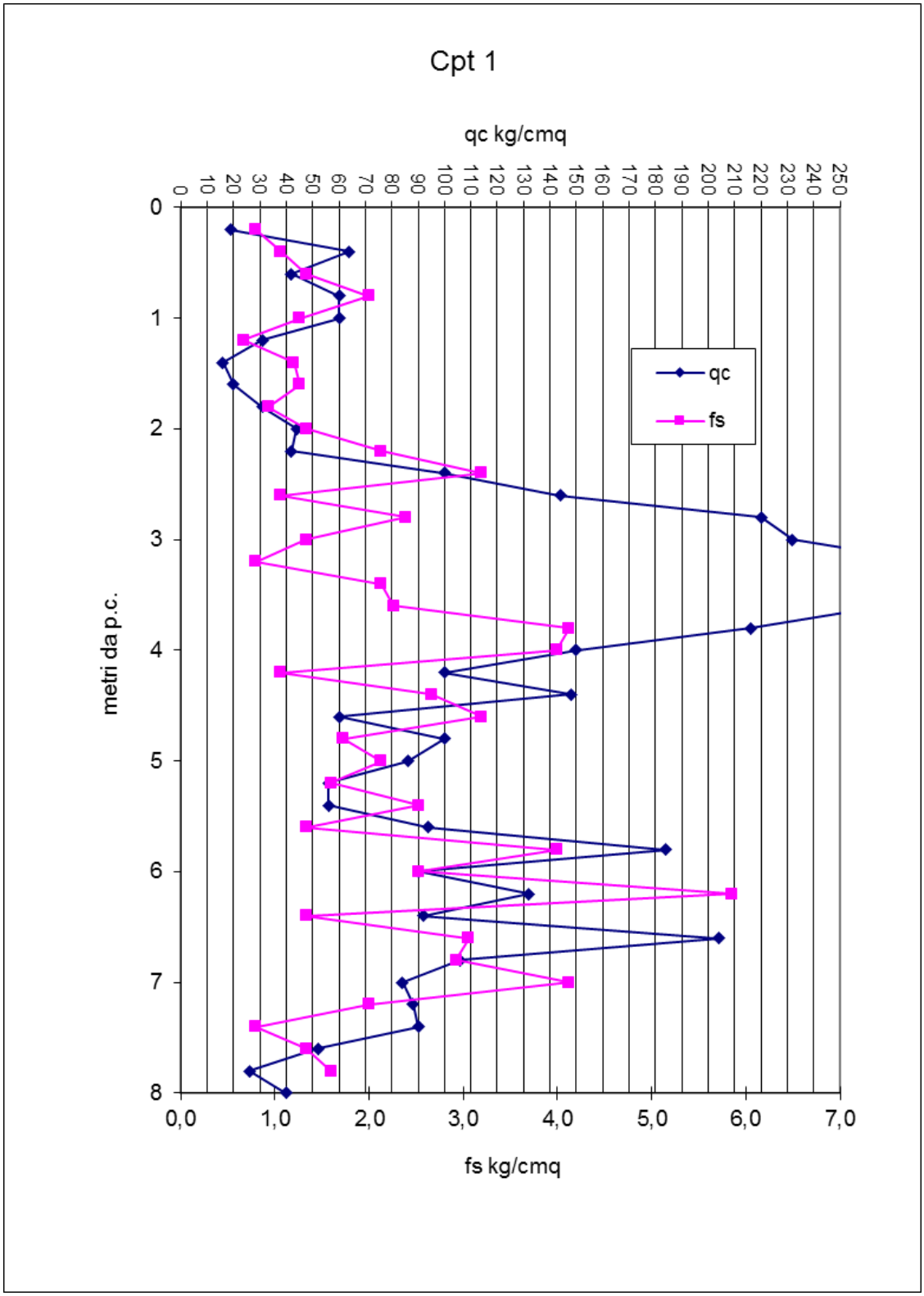
CONCLUSIONI

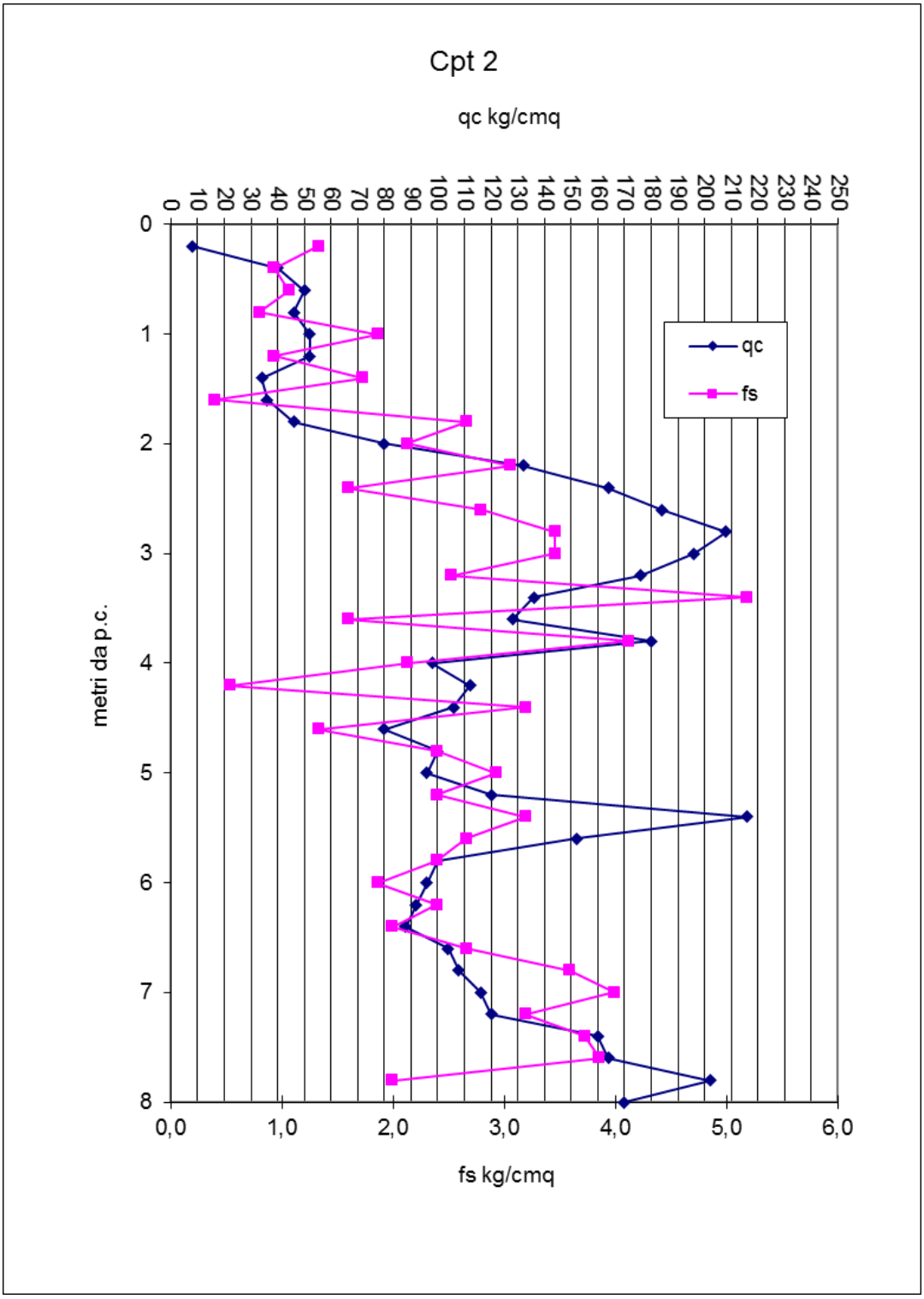
Fattibilità geologica; dal punto di vista geologico l'area può ritenersi stabile non presentando particolari problemi. In base a quanto descritto nella perizia l'area è da considerarsi a *medio-basso rischio idrogeologico* s.l. (v. par. idrologia).

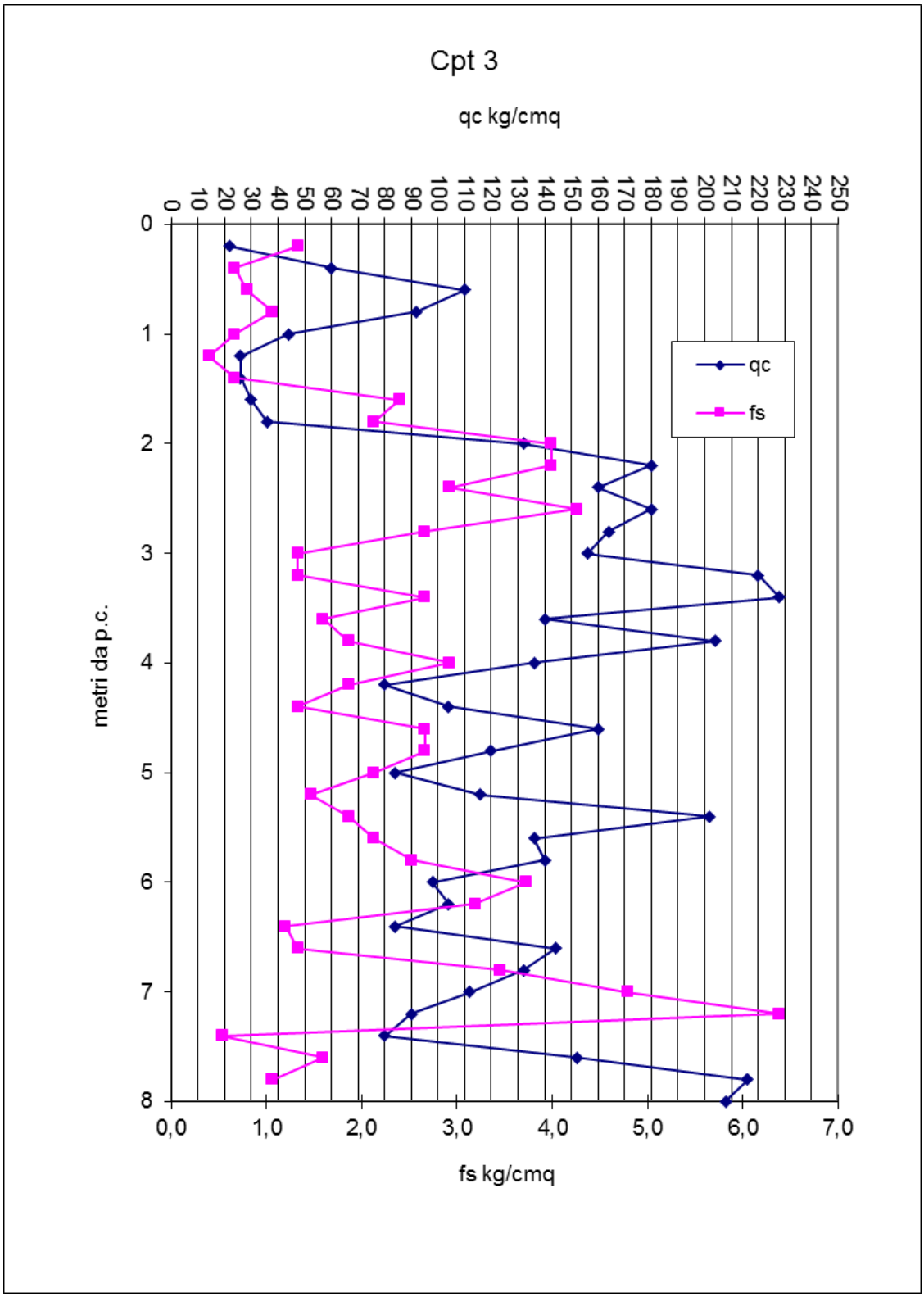
Fattibilità geotecnica; le indagini in sito indicano che la presenza di terreni prevalentemente granulari. Il valore caratteristico, relativo al parametro geotecnico angolo attrito, utilizzato per le verifiche agli stati limite delle opere in progetto, è 29°**.** Tale valore caratteristico diventerà valore di progetto dividendo lo stesso per i diversi coefficienti parziali. Nella perizia si riportano i valori della resistenza di progetto per le diverse combinazioni delle verifica SLV per un ipotesi di fondazione continua.

Analisi sismica; I terreni in sito, vista la presenza di sabbie mediamente addensate non risultano liquefacibili. I terreni in sito appartengono alla categoria sismica di sottosuolo C e condizione topografica T1.

Relazione e indagini eseguite nel mese di novembre, 2016.
In allegato i dati delle prove eseguite da Uningeo e da geologia tecnica


Cpt 1
qc kg/cmq
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
130
140
150
160
170
180
190
200
210
220
230
240
250
qc
fs
metri da p.c.
0
1
2
3
4
5
6
7
8
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
fs kg/cmq


Cpt 2
qc kg/cmq
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
130
140
150
160
170
180
190
200
210
220
230
240
250
qc
fs
metri da p.c.
0
1
2
3
4
5
6
7
8
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
fs kg/cmq


Cpt 3
qc kg/cmq
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
130
140
150
160
170
180
190
200
210
220
230
240
250
qc
fs
metri da p.c.
0
1
2
3
4
5
6
7
8
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
fs kg/cmq