

COMUNE DI SANDRIGO

PROVINCIA DI VICENZA

Indagine geologica sui terreni di fondazione
dell'ampliamento di una stalla e la costruzione di
un deposito di foraggio – via Piave



Relazione Geologica – Geotecnica

DM 14.01.2008

ottobre 2013

Ditta: **COGO Pierluigi – COGO Tarcisio**

il relatore
dr. geol. Maria Sculco



Studio Tecnico

Via Armedola 39 – 35010 San Pietro in Gù PD
tel. 049 599 1206 - email: sculco.geologo@gmail.com

1. PREMESSA

Su incarico dello Studio Rigoni & Bortolaso e per conto della Ditta **COGO Pierluigi e Tarcisio**, questo studio ha eseguito un'indagine geologica sui terreni di costruzione di un deposito foraggio e dell'ampliamento della stalla esistente ubicata in via Piave a Sandrigo VI.

Per determinare la natura e le caratteristiche meccaniche delle terre e fare delle valutazioni riguardanti le fondazioni, sono state eseguite:

- n. 4 prove penetrometriche spinte fino alla profondità massima di -7.5 m dal piano campagna attuale (rif. Planimetria con ubicazione prove);
- misura della falda all'interno dei fori di prova

La presente relazione, così come prescritto nella normativa vigente, è finalizzata alla costruzione del modello geologico ed alla successiva elaborazione del modello geotecnico per le necessarie verifiche delle fondazioni.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il presente elaborato segue quanto prescritto nel:

- Decreto Ministeriale 14.01.2008 - Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Circolare 617 del 02.02.09: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche Costruzioni" di cui al DM 14.01.08;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale - Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;
- Eurocodice 7.1 (1997): Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali;
- Eurocodice 7.2 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) UNI;
- Eurocodice 7.3 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito (2002) UNI.

3. INQUADRAMENTO DELL'AREA

3.1. Ubicazione geografica

L'area indagata è ubicata ad est del centro abitato di Sandrigo, lungo la strada che collega il comune con la loc. Ancignano. I terreni appartenenti alla committenza, delimitati a nord dalla pista ciclabile che corre parallela a via Piave e ad est dalla Roggia Ghebbo Longhella, sono pianeggianti e si trovano ad una quota di circa 58 m slm.

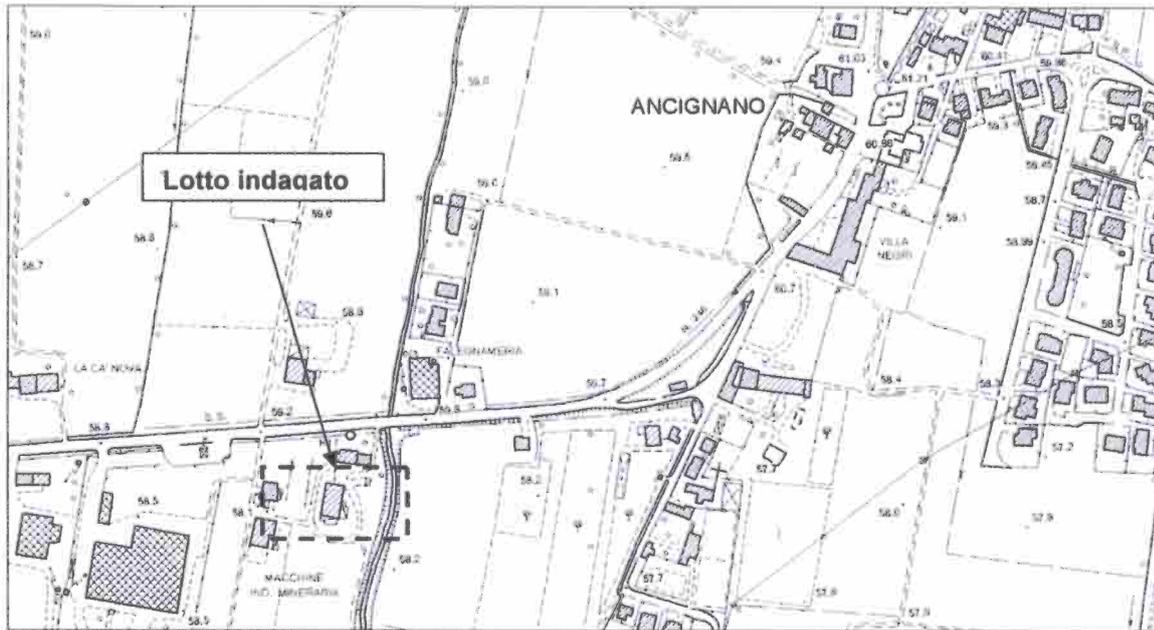


Fig. 1 - Estratto CTR: Sez. 103120 SANDRIGO

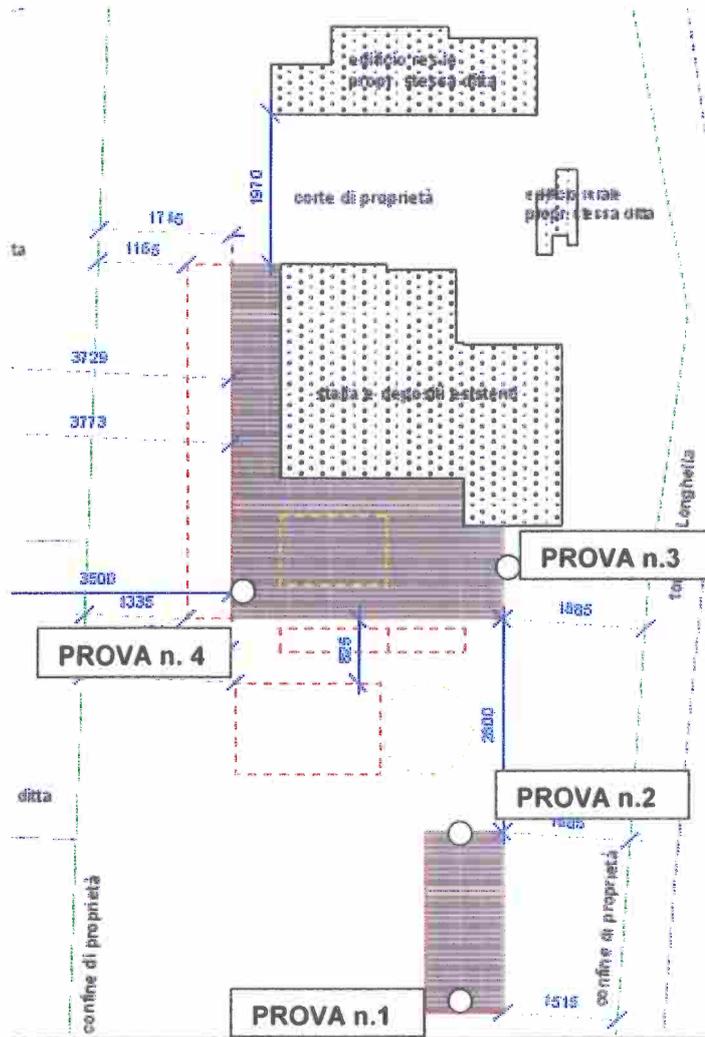


Fig. 2 - Planimetria di progetto con ubicazione prove

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

4.1. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CONE PENETRATION TEST CPT)

L'esplorazione del sottosuolo è stata effettuata con penetrometro Pagani da 20 ton di spinta, montato su autocarro fuoristrada Unimog.

La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misurazione, mediante cella di carico digitale, della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante (2 cm/sec +/-0.5 cm/sec) con una batteria di aste cave alla cui estremità inferiore è collegata la punta stessa.

Le caratteristiche tecniche della punta conica, la quale dispone di un manicotto per la misurazione della resistenza per l'attrito laterale, sono le seguenti:

angolo al vertice:	60°
diametro:	35.7 mm
sezione:	10 cmq
sup. laterale manicotto:	150 cmq

Agendo separatamente sulla punta, sulla punta più il manicotto e sull'insieme di aste, è così possibile misurare ogni 20 cm di approfondimento, i seguenti valori (rif. grafici allegati):

- la resistenza all'avanzamento della sola punta: Rp (kg/cmq)
- la resistenza all'avanzamento della punta più il manicotto laterale: RI (kg/cmq).

4.1.1 ELABORAZIONE DATI

I dati rilevati della prova sono quindi una coppia di valori per ogni intervallo di lettura costituiti da Lp (Lettura della punta) e Lm (Lettura della punta + manicotto), le relative resistenze vengono quindi desunte per differenza, inoltre la resistenza laterale viene conteggiata 20 cm sotto (alla quota della prima lettura della punta).

I dati registrati in campagna vengono elaborati in un foglio di calcolo Excel (rif. allegati) per ottenere i seguenti valori:

- R_p (kg/cmq) = RESISTENZA ALLA PUNTA = $(L_p \cdot Ct^1) / 10$ cmq
- R_I (kg/cmq) = RESISTENZA LATERALE = $[(L_m - L_p) \cdot Ct] / 150$ cmq
- R_p / R_I = Rapporto Begemann, 1965

Dal rapporto tra la resistenza all'avanzamento della punta e la resistenza laterale locale è possibile, mediante correlazioni empiriche, risalire con una certa approssimazione alla natura dei terreni attraversati. Per un riconoscimento di massima dei terreni attraversati si utilizza il seguente rapporto che dipende dalla composizione granulometrica dei terreni stessi: $F = R_p / R_I$

¹ Ct = costante di trasformazione

In generale si possono indicare i seguenti valori di F caratterizzanti terreni con diversa granulometria secondo quanto consigliato dalle Raccomandazioni A.G.I.

TERRENO	F
Torbe ed argille organiche	$F \leq 15$
Limi ed argille	$15 < F \leq 30$
Limi sabbiosi e sabbie limose	$30 < F \leq 60$
Sabbie e sabbie con ghiaia	$F > 60$

Le prove dinamiche continue sono state ideate per lo studio dei terreni incoerenti, i dati elaborati per gli strati coesivi quindi, sono da considerarsi utili solo per un primo inquadramento del problema.

4.2. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE (DPSH STANDARD – B. NORMA EN-ISO)

L'esplorazione del sottosuolo è stata effettuata con penetrometro dinamico Pagani classificato DPSH tipo "Emilia", montato su autocarro fuoristrada Unimog.

Il metodo d'indagine consiste nel misurare quanti colpi di maglio da 73 kg di peso, lasciato cadere da un'altezza di 75 cm, sono necessari per infiggere nel terreno per 30 cm una batteria di aste aventi in testa una punta conica del diametro di 50.8 mm (le caratteristiche tecniche dello strumento utilizzato sono riassunte di seguito).

Caratteristiche tecniche dello strumento utilizzato

Peso massa battente:	M = 73 kg
Altezza caduta libera:	H = 0.75 m
Peso sistema di battuta:	Ms = 0 kg (esclusa massa battente)
Diametro punta conica:	$\varnothing = 50.8$ mm
Area base punta conica:	A = 20.27 cm ²
Angolo apertura punta conica:	$\alpha = 60^\circ$
Lunghezza aste:	L = 1.50 m
Peso aste:	Pa = 9.7 kg/cad
Profondità giunzione 1° asta:	P ₁ = 1.2 m
Avanzamento punta:	d = 0.3 m

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
tipo	sigla di riferimento	peso massa battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (heavy)	$40 < M < 60$
Superpesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

4.2.1 RESISTENZA DINAMICA

Il numero di colpi necessari per infiggere nel terreno la punta dello strumento, misurati in sito, sono riportati negli allegati. I valori della resistenza dinamica, elaborati con un foglio di calcolo Excel, vengono calcolati utilizzando la formula degli Olandesi:

$$Rpd = (M^2 \times H) / \{Ap \times e \times (M \times P)\}$$

con:

Rpd	= resistenza dinamica alla punta (kg/cmq)
M	= massa battente (kg)
H	= altezza di caduta (cm)
Ap	= area della punta (cmq)
e	= infissione per colpo s/N (cm)
P	= peso totale aste e sistema di battuta (kg)

Dai valori della resistenza dinamica e dall'analisi dell'andamento della resistenza stessa in funzione della profondità si ottengono una serie di informazioni sui terreni attraversati.

Un'ampia casistica ha permesso di ottenere delle relazioni empiriche che legano i valori rilevati con i valori della capacità portante, con i valori di coesione o di angolo d'attrito del terreno attraversato.

4.2.2. CORRELAZIONE CON SPT

Le correlazioni empiriche esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica (DPSH o SCPT) ed i principali parametri geotecnici del terreno fanno riferimento essenzialmente alle prove SPT (Standard Penetration Test). E' quindi necessario applicare una correzione ai risultati delle prove SCPT, per tenere conto delle diverse modalità esecutive.

Ciò può essere fatto secondo due criteri differenti:

- correzione sulla base delle differenti modalità esecutive: penetrometri con caratteristiche differenti rispetto all' SPT (peso del maglio, volata, area della punta, ecc.) comportano energie di infissione ovviamente differenti; per rapportare il numero di colpi dell' SPT (N_{SPT}) con quelli del dinamico continuo (N_{SCPT} o N_{30}) diversi Autori propongono l'applicazione di un fattore correttivo: $N_{SPT} = Cf N_{SCPT}$.
- correzione sulla base delle litologie incontrate: si è dimostrato, nelle correlazioni SPT-SCPT, che generalmente il rapporto fra il numero dei colpi misurato con i due strumenti (N_{spt}/N_{scpt}) tende a 1 per granulometrie grossolane, mentre tende a crescere per granulometrie più fini.

Per la determinazione delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni di fondazione, in questo elaborato, si considera: $N_{30} = N_{SPT}$.

4.4. PARAMETRI GEOMECCANICI – PROVE CPT

4.4.1. Terreni incoerenti

L'angolo di resistenza al taglio del materiale indagato può essere stimato attraverso due categorie di metodi: i metodi di correlazione diretta $R_p-\varphi$ e i metodi di correlazione indiretta. Tra i metodi di correlazione diretta $R_p-\varphi$ vanno considerati, in generale, più attendibili quelli che esprimono φ anche in funzione della pressione efficace agente sullo strato.

Nel presente elaborato, alcuni parametri geotecnici caratteristici dei terreni incoerenti (componente sabbiosa o ghiaiosa dominante), quali angolo di resistenza al taglio (φ) e densità relativa (D_r) sono stati stimati utilizzando le seguenti espressioni:

$$\varphi = 5.9 + 4.76 \ln (R_p/\sigma) \quad \text{De Beer}$$

$$D_r\% = -97.8 + 36.6 \ln R_p - 26.9 \ln(\sigma) \quad \text{Schmertmann}$$

4.4.2. Terreni coesivi

Nel presente elaborato la coesione non drenata (C_u) è stata stimata utilizzando la seguente espressione:

$$C_u \text{ (kg/cmq)} = R_p / 20 \quad \text{De Beer}$$

4.5. PARAMETRI GEOMECCANICI – PROVE SCPT

4.5.1. Terreni incoerenti

L'angolo di resistenza al taglio delle terre può essere valutato attraverso due categorie di metodi: i metodi di correlazione diretta $N_{spt}-\varphi$ e i metodi di correlazione indiretta. Tra i metodi di correlazione diretta $N_{spt}-\varphi$ vanno considerati, in generale, più attendibili quelli che esprimono φ anche in funzione della pressione efficace (σ) calcolata a metà dello strato considerato.

Nel presente elaborato, alcuni parametri geotecnici caratteristici dei terreni incoerenti (componente sabbiosa o ghiaiosa dominante), quali angolo di resistenza al taglio (φ) e densità relativa (D_r) sono stati stimati utilizzando le seguenti espressioni:

$$\varphi = 19 - 3.8\sigma + 8.73 \log (N_{spt}) \quad \text{De Mello}$$

$$\ln (D_r\%) = 0.478 \ln (N_{spt}) - 0.262 \ln (\sigma) + 2.84 \quad \text{Schultze \& Mezembach}$$

4.5.2. Terreni coesivi

Nel presente elaborato, alcuni parametri geotecnici caratteristici dei terreni coesivi (componente limosa o argillosa dominante), quali coesione non drenata (C_u) e modulo edometrico (E_d) sono stati stimati utilizzando le seguenti espressioni:

$$C_u \text{ (kg/cmq)} = 0.067 N_{spt} \quad \text{Terzaghi \& Peck}$$

$$E_d \text{ (kg/cmq)} = 5 N_{spt} \text{ (argille a media plasticità)}$$

$$E_d \text{ (kg/cmq)} = 6 N_{spt} \text{ (argille a bassa plasticità)}$$

Stroud e Butler

5. MODELLO GEOLOGICO

A partire dal piano campagna attuale (rif. CPT 1 e DPSH2) e dal piano corile (rif. DPSH 3 e DPSH 4), i terreni sono costituiti da un livello superficiale costituito da limi sabbiosi saturi cui seguono un livello granulare e uno strato sabbioso.

5.1. SUCCESSIONE STRATIGRAFICA DEI TERRENI

Qui di seguito è riassunta la successione delle unità nelle quali è stato suddiviso il terreno di fondazione distinguendo le prove n. 1 e 2 eseguite in corrispondenza del campo posto a sud della proprietà (area di costruzione deposito foraggio) e le prove n. 3 e 4 eseguite in prossimità della stalla esistente (area ampliamento stalla):

Prove CPT 1 - DPSH 2

Unità A: da piano campagna a -2.5+3.0 m: limo e sabbia saturi con valori di $Rp_{med}^2 = 13 \text{ kg/cmq}$ e $Rpd_{med}^3 > 22 \text{ kg/cmq}$ - N_{SPT} (valore medio dello strato) = 3;

Unità B: da -2.5+3.0 m a >4.0+5.10 m: sabbia compatta con $Rp_{med} = 30 \text{ kg/cmq}$ e $Rpd_{med} = 74 \text{ kg/cmq}$ - $N_{SPT} = 12$;

Unità C: da >4.0+5.10 m a -7.5 m: limo e sabbia sciolti con $Rpd_{med} = 34 \text{ kg/cmq}$ - $N_{SPT} = 6$.

Prove DPSH 3 - DPSH 4

Unità A: da piano cortile a -0.6 m: materiale di riporto compatto;

Unità B: da -0.6 m a -3.0+3.6 m: limo e sabbia sciolti con $Rpd_{med} = 18+24 \text{ kg/cmq}$ - $N_{SPT} = 2+3$;

Unità C: da -3.0+3.6 m a -4.8+5.4 m: alternanze di livelli di sabbia compatta e sciolta con $Rpd_{med} = 34 \text{ kg/cmq}$ - $N_{SPT} = 6$;

Unità D: da -4.8+5.4 m a -7.5 m: alternanze di livelli di sabbia compatta e sciolta con $Rpd_{med} = 61 \text{ kg/cmq}$ - $N_{SPT} = 11$;

² Resistenza che i terreni oppongono alla penetrazione della punta del penetrometro – valore medio calcolato nello strato

³ Resistenza che i terreni oppongono all'infissione delle aste di misura – valore medio calcolato nello strato

6. MODELLO GEOTECNICO

6.1. PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI DI FONDAZIONE (ANALISI STATISTICA)

In base a quanto riportato nel NTU per le costruzioni, per la caratterizzazione geotecnica dei litotipi individuati, è stata effettuata un'analisi statistica dei parametri geotecnici dei terreni; in particolare sono stati utilizzati dei fogli di calcolo in cui viene considerato il 5° percentile della distribuzione log normale dei parametri. L'analisi statistica, con i fogli di calcolo precedentemente citati, ha permesso di attribuire ai litotipi individuati un **valore caratteristico (X_k)** ed un **valore di progetto (X_d)** dell'angolo di attrito (φ) per i livelli granulari e di coesione non drenata (**Cu**) per i livelli coesivi.

Si ottiene pertanto la seguente schematizzazione dei parametri geotecnica:

TUNNEL DEPOSITO FORAGGIO

Prove CPT 1 – DPS 2

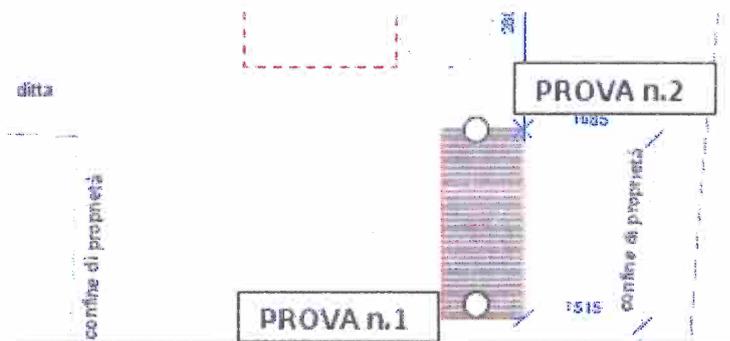


Fig. 3 – Planimetria di progetto con ubicazione prove e sezione – Studio Rigoni & Bortolaso

Unità A: da piano campagna a -2.5+3.0 m: limo e sabbia - valore caratteristico (φ_k) = 21.39°

valore di progetto (φ_d) = 17°

Unità B: -2.5+3.0 m a >4.0+5.10 m: sabbia - valore caratteristico (φ_k) = 25.11°

valore di progetto (φ_d) = 20°

Unità C: -3.0+3.6 m a -4.8+5.4 m: sabbia - valore caratteristico (φ_k) = 23.91°

valore di progetto (φ_d) = 19°

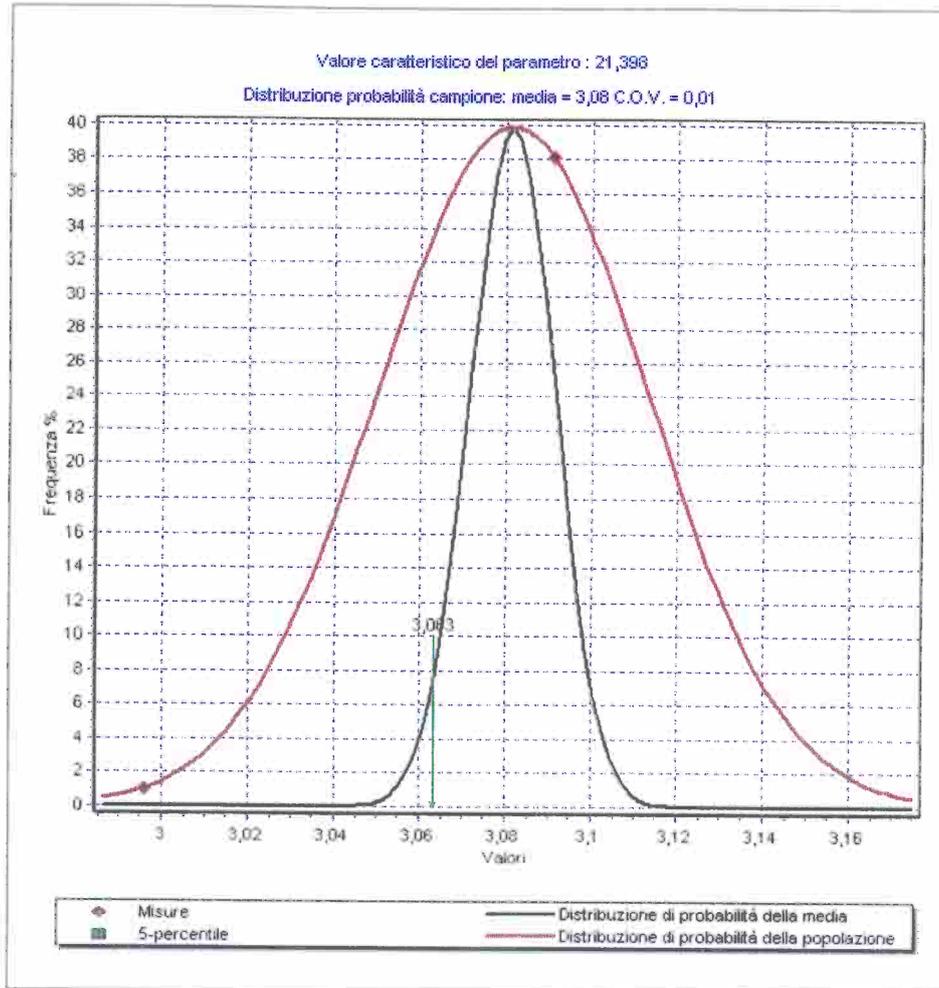


Diagramma di distribuzione di probabilità dell'angolo d'attrito dell'Unità A

AMPLIAMENTO STALLA – VASCHE INTERRATE

Prove DPSH 3 – DPSH 4

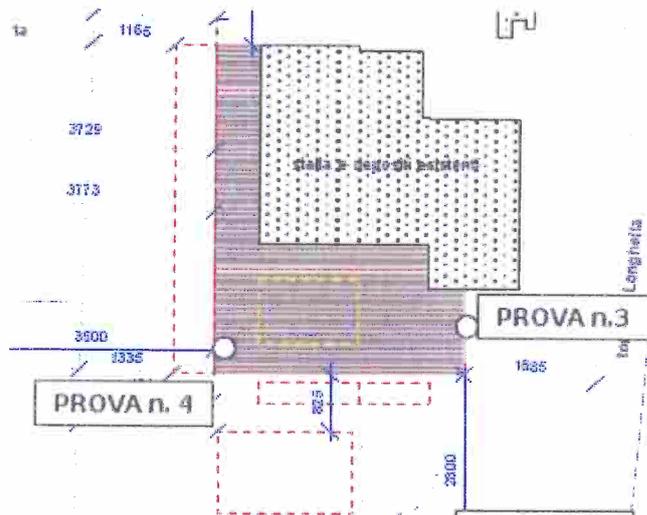


Fig. 4 – Planimetria di progetto con ubicazione prove e sezione – Studio Rigoni & Bortolaso

Unità B: -0.6 m a -3.0+3.6 m: limo e e sabbia - valore caratteristico (φ_k) = 19°

valore di progetto (φ_d) = 15°

Unità C: -3.0+3.6 m a -4.8+5.4 m: sabbia - valore caratteristico (φ_k) = 23.10°

valore di progetto (φ_d) = 19°

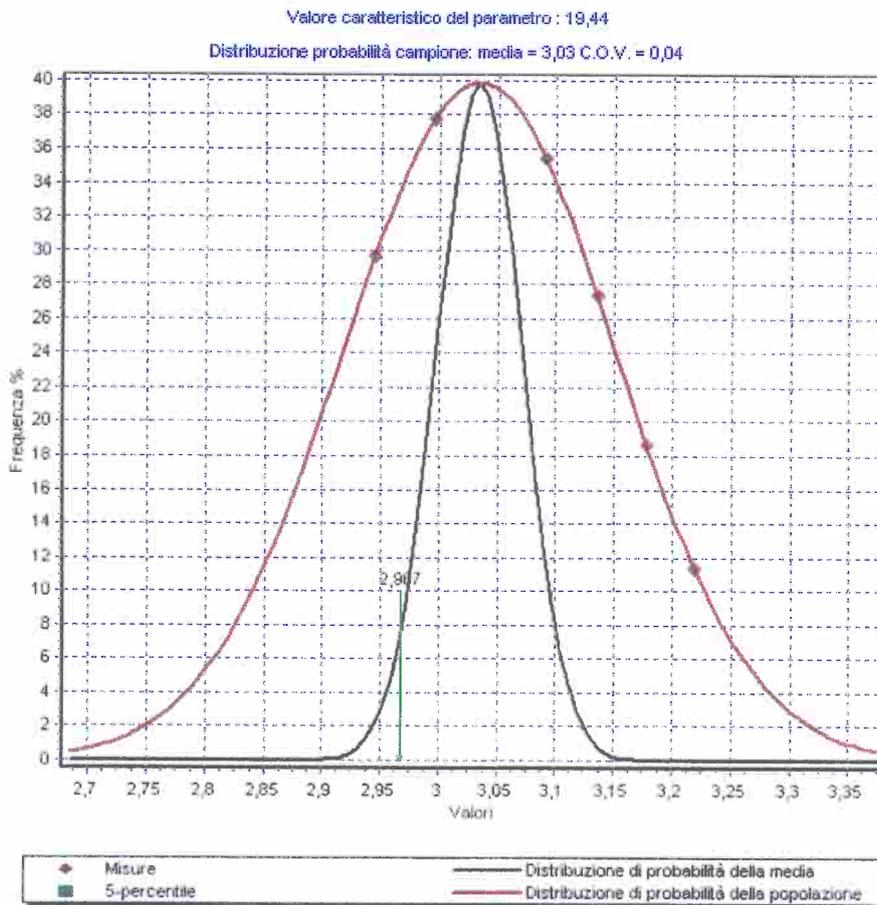


Diagramma di distribuzione di probabilità dell'angolo d'attrito dell'Unità B

Unità D: -4.8+5.4 m a -7.5 m: sabbia - valore caratteristico (φ_k) = 26.5°

valore di progetto (φ_d) = 21°

7. CIRCOLAZIONE IDRICA SOTTERRANEA

Nella Carta Idrogeologica (rif. Allegato) del PAT, nell'area oggetto d'indagine sono evidenziati i seguenti elementi:

- la falda ha andamento nord-sud e si trova compresa tra -2 e-5 m dal pc medio;
- l'area è periodicamente interessata da allagamenti, dovuti alle esondazioni della Roggia Longhella
- i terreni si trovano a monte del limite superiore delle risorgive..

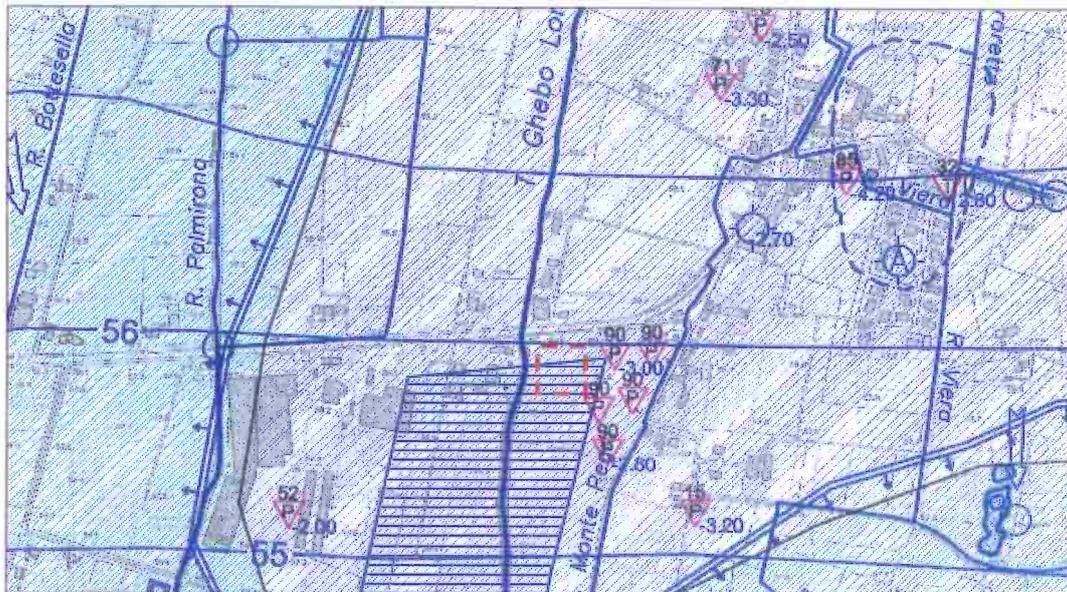


Fig. 3 – Estratto Carta Idrogeologica PAT – geol. Rech

La falda misurata all'interno del foro di prova dopo l'estrazione delle aste, si pone a -1.4 m dal piano campagna. Vista la vicinanza dell'area di indagine con la roggia Longhella, nelle verifiche, la circolazione idrica, cautelativamente, viene posta a -1m dal pc.

Prima di eseguire lo scavo per le strutture interrato, il livello freatico dovrà essere abbassato con un impianto di aspirazione adeguato alla portata del flusso idrico. Le pompe dovranno obbligatoriamente rimanere in funzione fino a quando, con il peso della struttura, sarà superato il valore della sottospinta idraulica ($S = 2000 \text{ kg/mq}$) aumentata di un opportuno coefficiente di sicurezza.

8. CLASSIFICAZIONE SISMICA

Nel 2003 sono stati emanati i criteri di nuova classificazione sismica del territorio nazionale, basati sugli studi e le elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica del territorio, ossia sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo.

A tal fine è stata pubblicata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003.

Il provvedimento detta i principi generali sulla base dei quali le Regioni, a cui lo Stato ha delegato l'adozione della classificazione sismica del territorio (*Decreto Legislativo n. 112 del 1998 e Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001 - "Testo Unico delle Norme per l'Edilizia"*), hanno compilato l'elenco dei comuni con la relativa attribuzione ad una delle quattro zone, a pericolosità decrescente, nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale.

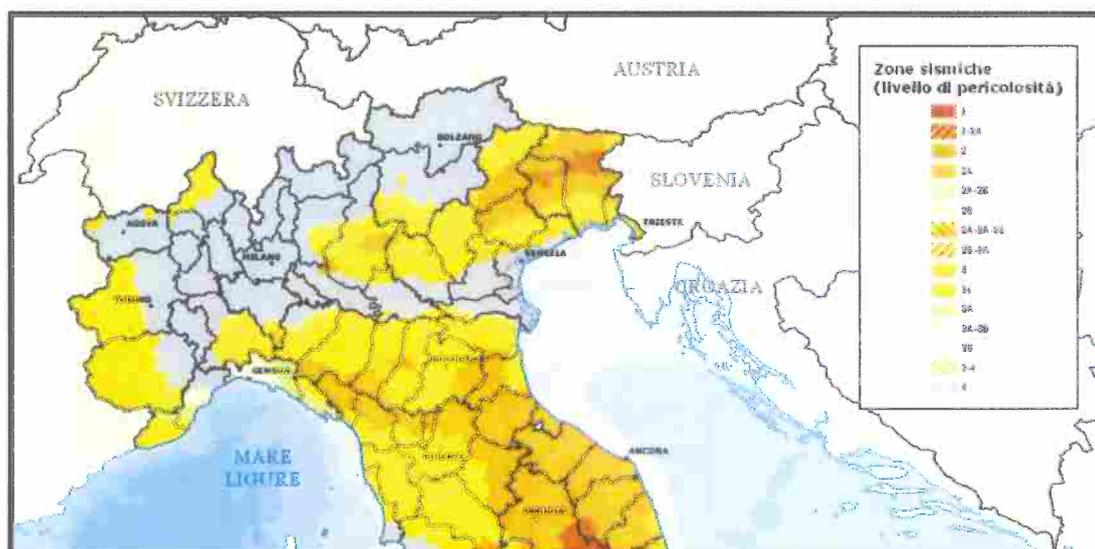


Fig. 1 – Estratto Mappa Classificazione Sismica al 2012 – Dipartimento della Protezione Civile

Zona sismica	Descrizione	ag*
1	E' la zona più pericolosa, possono verificarsi forti terremoti	ag > 0.25
2	Nei Comuni inseriti in questa zona possono verificarsi terremoti abbastanza forti	0.15 < ag < 0.25
3	I Comuni inseriti in questa zona possono essere soggetti a scuotimenti modesti	0.05 < ag < 0.15
4	E' la zona meno pericolosa	ag ≤ 0.05

* ag = accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni

Tab.1 – Suddivisione delle zone sismiche in relazione all'accelerazione di picco su terreno rigido

A ciascuna zona, inoltre, viene attribuito un valore dell'azione sismica utile per la progettazione, espresso in termini di accelerazione massima su roccia:

Zona sismica	ag**
1	0.35 g
2	0.25 g
3	0.15 g
4	0.05 g

ag** = accelerazione di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (ag/g)

Dal 1 luglio 2009 con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale⁴ dell'opera. Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali.

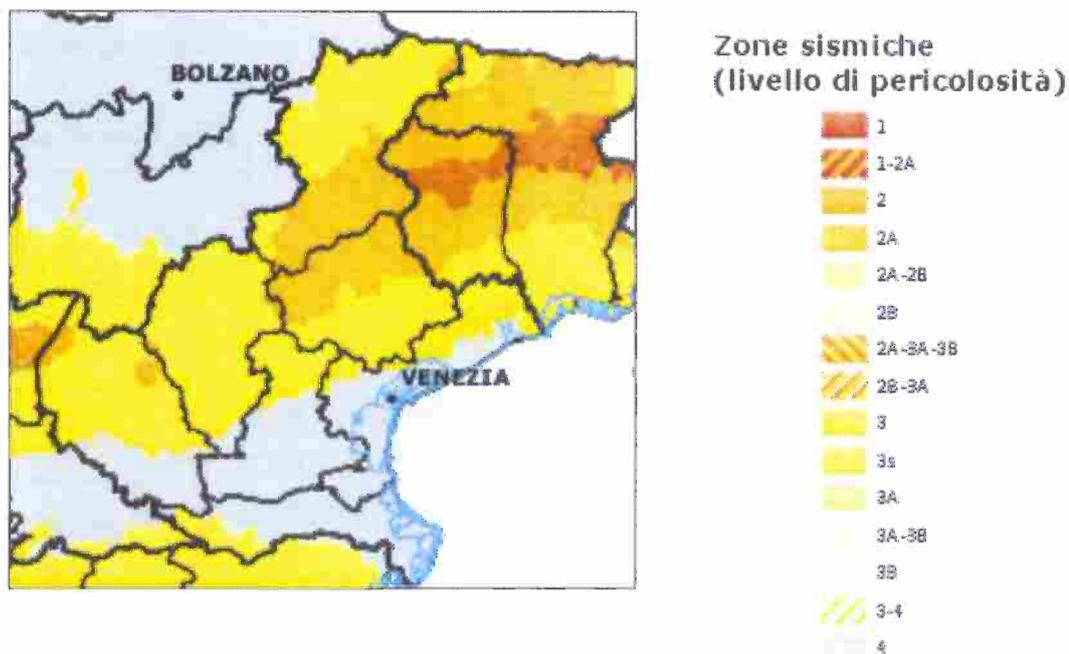


Fig. 2 – Estratto Mappa Classificazione Sismica al 2012 – Dipartimento della Protezione Civile

In Veneto (rif. Fig. 2) gran parte del territorio vicentino è classificato in Zona 3 ad esclusione dei comuni di Pove – Mussolente - Romano d'Ezzelino che sono classificati in Zona 2 e sei comuni nel basso vicentino classificati in Zona 4.

⁴ Vita nominale di una costruzione :Indica il numero di anni durante i quali una struttura deve poter essere usata per lo scopo per cui è stata progettata. Questo parametro, previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, condiziona l'entità delle azioni sismiche di progetto. Per le costruzioni ordinarie, la vita nominale considerata è ≥ 50 anni.

8.1. PERICOLOSITA' SISMICA

DM 14/2008: "Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito in costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (a_g).

Le NTC di cui al DM 14 Gennaio 2008, integrate dalla Circolare Ministeriale n. 617 del 2 Febbraio 2009, definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica, stabilità e durabilità. Forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto e definiscono le caratteristiche dei materiali.

Ai sensi del D.M. 14.01.2008, la determinazione delle azioni sismiche in fase di progettazione non è più valutata riferendosi ad una zona sismica territorialmente definita, bensì sito per sito, secondo i valori riportati nell'Al. B del citato D.M. I dati sono determinabili mediante le coordinate geografiche del sito e l'utilizzo di specifici programmi, quali "Spettri - NTC". Il sito oggetto del presente studio è individuato dalle seguenti coordinate geografiche:

Latitudine	Longitudine
45,6611	11,6290

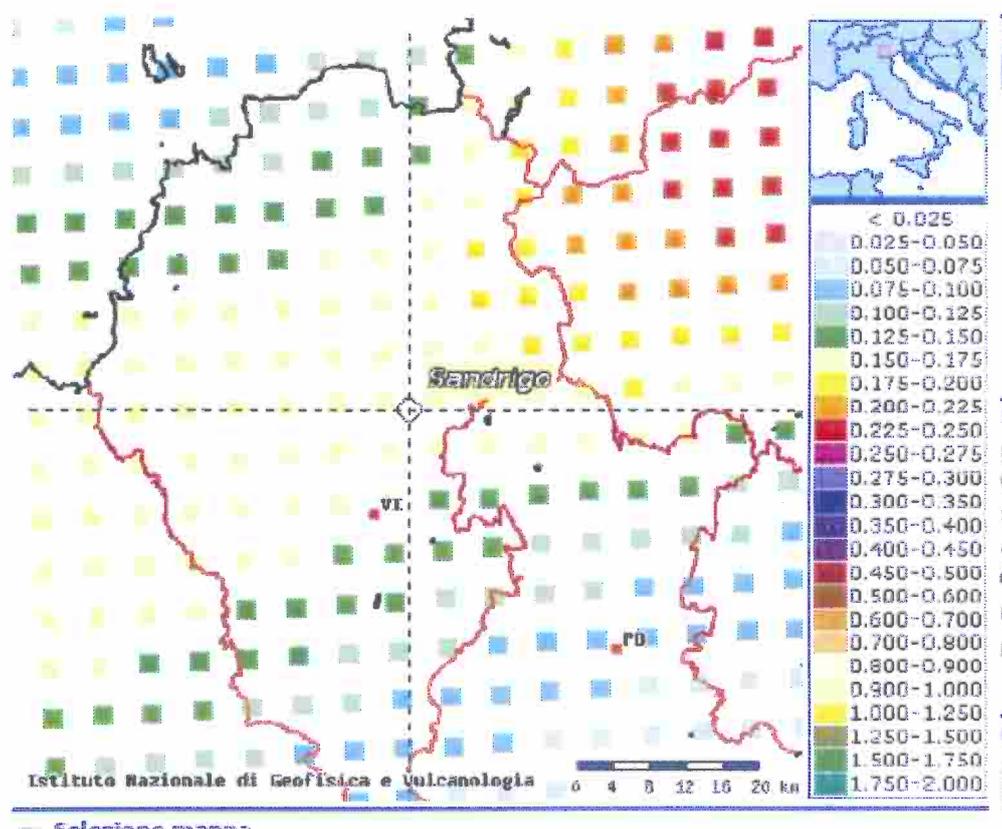


Fig. 3 – Mappa interattiva di pericolosità sismica – Dipartimento della Protezione Civile

Secondo la mappa interattiva di pericolosità sismica (rif. Fig. 3 – sito INGV) e del relativo grafico di disaggregazione del valore di $a(g)$ con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, nella zona di interesse, sono attesi eventi sismici di magnitudo M compresa tra 4.5 e 5.0.

Distanza in km	Disaggregazione del valore di $a(g)$ con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.6695, lon: 11.5609, ID: 11628)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	16.000	26.700	12.900	5.370	1.960	1.194	0.000	0.000	0.000	0.000

La probabilità di superamento della $M = 5$ è del 12.9% per una distanza dal nodo (Lat. 45,6695 e Long. 11,5609) inferiore a 10 km. Il valore medio della Magnitudo per una distanza di 9.90 km dal nodo è di 5.03.

8.2. EFFETTI DEL SISMA

Il comportamento di una fondazione soggetta a scuotimento tellurico dipende in larga misura dalle caratteristiche dell'azione sismica, dalle proprietà dinamiche della sovrastante struttura e dal modo come esse interagiscono. In particolare l'azione sismica di un generico sito sulla superficie terrestre è fortemente influenzata, oltre che dalla posizione relativa tra la sorgente tellurica e il sito stesso, anche dalle caratteristiche (parametri geologici, stratigrafici, idrogeologici e geotecnici) dei terreni attraversati dalle onde sismiche durante il percorso di propagazione. Le condizioni locali di un terreno definiscono, in particolare, la sua suscettibilità a fenomeni di amplificazione dinamica. Per l'analisi dell'amplificazione locale è necessario valutare il costipamento dinamico dei terreni prevalentemente sabbiosi non interessati da falda o parzialmente saturi, la generazione e dissipazione di sovrappressioni neutre nei terreni granulari e/o coesivi, la degradazione dei parametri elastici iniziali del terreno e la liquefazione dinamica dei terreni granulari. Le oscillazioni cicliche indotte dalla propagazione delle onde sismiche attraverso il terreno hanno infatti l'effetto di modificarne le caratteristiche.

Le rocce lapidee in genere non subiscono variazioni apprezzabili, eccetto che per formazioni molto fratturate e/o fessurate e alterate. I terreni coesivi (argille – limi) manifestano alterazioni costitutive che frequentemente determinano una diminuzione della resistenza. I terreni non coesivi (sabbie – ghiaie) sono i più suscettibili a subire alterazioni rilevanti dato che, se sono poco addensati, possono venire compattati dalle azioni sismiche, dando luogo a cedimenti anche di notevole entità.

L'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno di sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono in base alla "pericolosità sismica" del sito in costruzione e viene definita in termini di

- a_g accelerazione orizzontale massima attesa
- $S_e(T)$ spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta è un diagramma che fornisce il massimo valore medio dell'accelerazione relativa ad un oscillatore semplice in funzione del suo periodo fondamentale. Le forme spettrali sono definite per ciascuna probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R a partire dai valori dei seguenti parametri sul sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_0 accelerazione orizzontale massima attesa
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*_0 periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

8.2.1. Azione sismica locale

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, con riferimento al paragrafo 3.2.2 delle NTC "Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche", per quanto riguarda le categorie di sottosuolo, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi; in assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab 3.2.II e 3.2.III).

La classificazione si basa sui valori della velocità equivalente V_{S30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità; per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse.

Nel caso in cui la misura diretta della velocità delle onde di taglio non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova Standard Penetration Test, $NSPT$ nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente cu nei terreni prevalentemente a grana fina.

Categoria	Descrizione suolo	PARAMETRI ⁵		
		V_{s30} m/sec	NSPT Ncolpi/30cm	C_u kPa
A	<u>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</u> eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m	> 800	--	--
B	<u>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</u> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	360 - 800	> 50	> 250
C	Depositi di <u>terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti</u> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	180 - 360	15 - 50	70 - 250

⁵ V_{S30} = velocità delle onde sismiche di taglio

N_{SPT} = numero medio di colpi ottenuti in una prova SPT

c_u = coesione non drenata media

D	Depositi di <u>terreni a grana grossa scarsamente addensati</u> o di <u>terreni a grana fina scarsamente consistenti</u> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	<180	<15	<70
E	<u>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</u> , posti sul substrato di riferimento (con Vs30 > 800 m/sec)	<180	<15	<70

Tab. 2 – Categorie sismiche di sottosuolo

La resistenza dinamica dei terreni in posto, supera l'energia di infissione della strumentazione adottata per cui non è possibile raggiungere la profondità di -30 m dal piano fondazione, per rilevare i valori dell' NSPT, così come indicato nella normativa. In base alle conoscenze geologiche, idrogeologiche e strutturali della zona, i terreni presenti in questa porzione di territorio, risultano costituiti da uno strato superficiale limoso – sabbioso, cui segue il substrato ghiaioso di base costituito dal potente materasso alluvionale depositato dal f. Brenta il cui spessore supera i 30 m.

Solo sulla base del quadro geologico, si ipotizza che il sottosuolo di fondazione appartenga alla categoria sismica C. Tale assunzione dovrà essere confermata con la prospezione sismica (es. Re.Mi. e H.V.S.R) che consente di ottenere un modello verticale delle Vs30, a partire dalle modalità di propagazione delle onde di superficie.

Nella tabella seguente sono riassunti i parametri sismici caratteristici del sito indagato necessari a determinare l'azione sismica locale:

Latitudine	Longitudine	Classe d'uso	Vita nominale	Categoria sottosuolo	Cat. topografica
45,6611	11,6290	2	50 anni	C	T1

Parametri di pericolosità sismica:

SL stato limite		Tempo di ritorno T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (sec)
SLE	SLO	30	0.044	2.466	0.240
	SLD	50	0.059	2.476	0.250
SLU	SLV	475	0.164	2.402	0.290
	SLC	975	0.214	2.412	0.291

con

SLO: SL di Operatività	ag: accelerazione orizzontale massima al sito
SLD: SL di Danno	F _o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
SLV: SL di salvaguardia della Vita	Tc*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
SLC: SL di prevenzione del Collasso	SLC: SL di prevenzione del Collasso

9. SUSCETTIBILITA' AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione dei terreni è un fenomeno che interessa terreni con specifiche caratteristiche granulometriche e geotecniche, in condizioni di saturazione, a modesta profondità dal piano campagna ed a seguito di sollecitazioni sismiche significative. In base a specifici studi ampiamente riportati in letteratura, tale fenomeno avviene quando sono verificate simultaneamente le seguenti:

Condizioni sismiche (fattori scatenanti) :

- terremoti con magnitudo $M \geq 5,5$
- accelerazioni $a_{max} > 0,15$ g;
- durata $> 15-20$ sec

Condizioni del terreno (fattori predisponenti) :

- profondità dei terreni potenzialmente liquefacibili minore di 15,00 m;
- falda idrica a profondità minore di 5,00 m dal p.c.;
- densità relativa $D_r < 60\%$;
- diametro medio $0,02 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm}$
- frazione di fini ($f < 0,005 \text{ mm}$) $< 15\%$

Per quanto sopra, nel sito oggetto di indagine, la verifica a liquefazione può essere omessa.

10. ANALISI DEL PROGETTO

Il progetto elaborato dallo Studio Rigoni & Bortolaso prevede la realizzazione di:

- tunnel deposito fieno: 10.20m x 24m;
- vasche interrato: 15m x 3m;
- ampliamento stalla: dimensioni max. 46m x 36m

11. RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO

La normativa prevede la valutazione della sicurezza e delle prestazioni di un'opera, in relazione agli stati limite⁶ che si possono verificare durante la vita nominale dell'opera stessa.

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

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione: $Ed \leq Rd$

con

Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

La verifica di tale condizione deve essere 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) in funzione del tipo di verifica.

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

APPROCCIO 1: Combinazione 1 e Combinazione 2

APPROCCIO 2: Combinazione 1

Nel caso in esame, si procede alla verifica della sicurezza e delle prestazioni dell'opera in oggetto nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno.

Le verifiche della stabilità dell'entità fondazione – terreno sono da considerarsi indicative e dovranno essere verificate dal Progettista sulla base dei dati relativi alle azioni di progetto

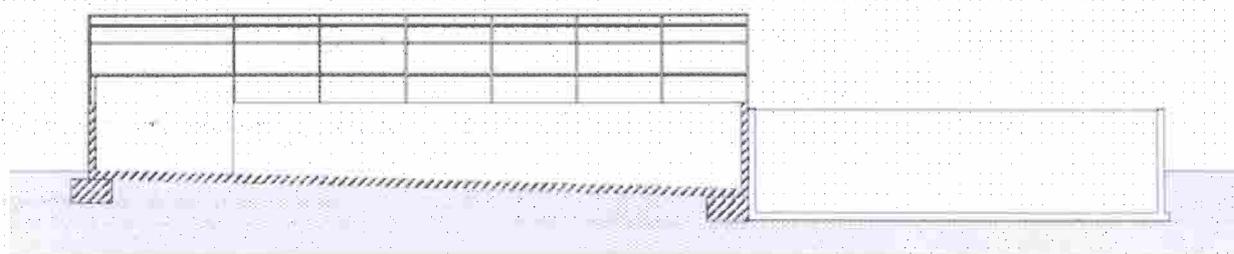
11.1. Parametri geotecnici e geometria fondazione – TUNNEL DEPOSITO FORAGGIO

Lo schema geotecnico caratteristico del sito indagato risulta il seguente:

- piano campagna orizzontale;
- profondità della falda: -1m da pc (cautelativa);
- **terreno di fondazione: Unità A**
- **volume significativo⁷: Unità A → Unità B**

⁶ stato limite = condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata

⁷ DM 14.01.08: "volume significativo": volume di terreno che direttamente o indirettamente risente della realizzazione dell'opera in progetto



SEZIONE B-B

Il valore della capacità portante è stato calcolato considerando:

Geometria fondazione:

- tipologia **plinti**
- dimensioni **1.5x1.5**
- profondità piano fondazione: **-0.5 m da pc attuale**

Terreno:

- Unità A: angolo d'attrito di progetto $\varphi_d = 17^\circ$
peso di volume $\gamma = 1900 \text{ kg/cm}^3$
incastro fond. $D = 0.50 \text{ m}$

11.1.1. Capacità portante – Campo statico

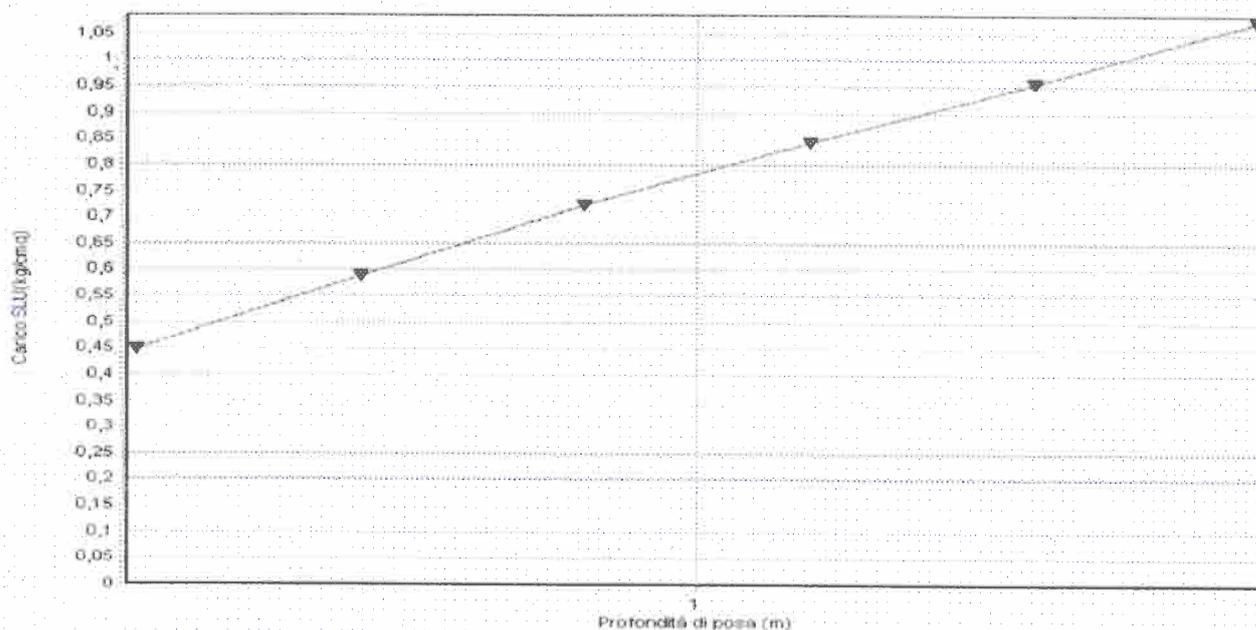
Il calcolo della capacità portante è stato condotto utilizzando la formula di Brinch Hansen (1970) per terreni con $\varphi > 0$:

$$Q_{lim} = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + s_q \gamma_1 D N_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma_2 B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma}$$

con: N_c, N_q, N_{γ} = fattori adimensionali di portanza;
 s_c, s_q, s_{γ} = fattori di forma
 i_c, i_q, i_{γ} = fattori correttivi per carichi inclinati;
 d_c, d_q, d_{γ} = fattori correttivi per l'approfondimento
 b_c, b_q, b_{γ} = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione
 g_c, g_q, g_{γ} = fattori correttivi per fondazioni su pendio

		Q_{lim} statico kg/cmq	R_d statico kg/cmq	R_d statico kPa
<i>Approccio 1</i>	Combinazione 2 (A2 + M2 + R2)	0.72	0.4	39.22
<i>Approccio 2</i>	A1 + M1 + R3	1.15	0.5	49.03

Con plinti 1.5x1.5 impostati a profondità crescenti (da -0.5m a -1.5m con incrementi di 20cm) , aumenta il valore della Q_{SLU} I secondo il grafico:



11.1.2. Cedimenti

Anche se la pressione esercitata sul terreno di fondazione non supera il valore calcolato, si possono, in alcuni casi, manifestare delle deformazioni nel terreno non tollerabili dall'opera.

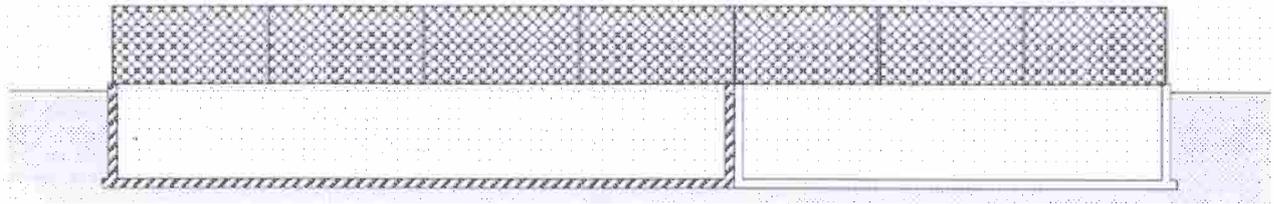
I cedimenti sono dovuti alla deformazione elastica e plastica del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione). Essi sono conseguenti all'incremento di pressione sul piano di fondazione al netto del terreno scavato e della sottospinta idraulica.

Una volta noti i carichi sulle fondazioni, possono essere calcolati i cedimenti e verificata l'ammissibilità degli stessi per la struttura.

11.2. Parametri geotecnici e geometria fondazione – VASCHE INTERRATE

Lo schema geotecnico caratteristico del sito indagato risulta il seguente:

- piano campagna orizzontale;
- profondità della falda: -1m da pc (cautelativa);
- **terreno di fondazione: Unità A**
- **volume significativo: Unità A → Unità D**



SEZIONE A-A

Il valore della capacità portante è stato calcolato considerando:

Geometria fondazione:

- tipologia **platea**
- dimensioni **3x15**
- profondità piano fondazione: **- 3m da pc attuale**

Terreno:

- Unità A: angolo d'attrito di progetto $\varphi_d = 19^\circ$
peso di volume $\gamma = 1900 \text{ kg/cm}^3$
incastro fond. $D = 0.50 \text{ m}$

11.2.1. Capacità portante – Campo statico

Il calcolo della capacità portante è stato condotto utilizzando la formula di Brinch Hansen (1970) per terreni con $\varphi > 0$:

$$Q_{lim} = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + s q \gamma_1 D N_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma_2 B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma}$$

- con: N_c, N_q, N_{γ} = fattori adimensionali di portanza;
 s_c, s_q, s_{γ} = fattori di forma
 i_c, i_q, i_{γ} = fattori correttivi per carichi inclinati;
 d_c, d_q, d_{γ} = fattori correttivi per l'approfondimento
 b_c, b_q, b_{γ} = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione
 g_c, g_q, g_{γ} = fattori correttivi per fondazioni su pendio

		Q_{lim} statico kg/cm ²	R_d statico kg/cm ²	R_d statico kPa
<i>Approccio 1</i>	Combinazione 2 (A2 + M2 + R2)	2.34	1.3	127.8
<i>Approccio 2</i>	A1 + M1 + R3	3.45	1.5	147.1

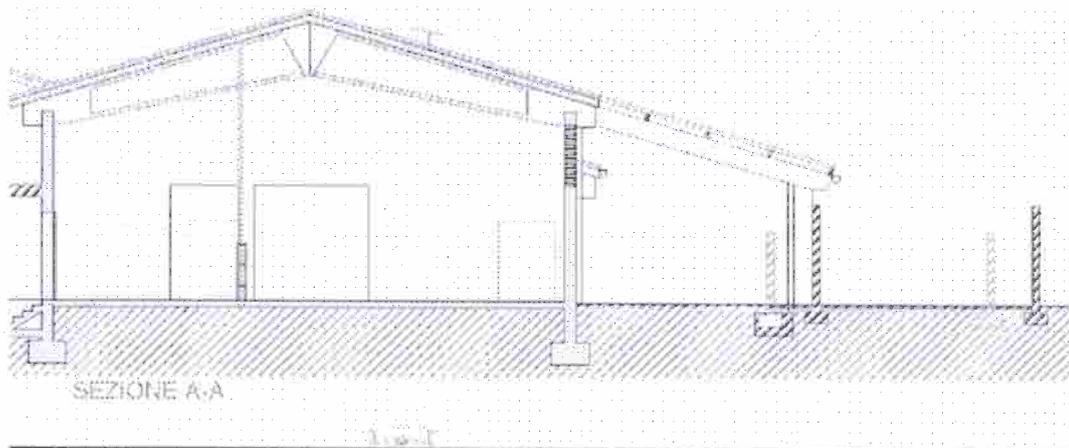
11.2.2. Cedimenti

Con platea rigida a -3 metri dal piano campagna attuale, i cedimenti di consolidazione determinati da un carico pari a 1.3 kg/cm² agente al centro della platea, sono dell'ordine di 2.5 cm.

11.3. Parametri geotecnici e geometria fondazione – Ampliamento stalla

Lo schema geotecnico caratteristico del sito indagato risulta il seguente:

- piano campagna orizzontale;
- profondità della falda: -1m da pc (cautelativa);
- terreno di fondazione: **Unità B**
- volume significativo: **Unità B** → **Unità B**



Il valore della capacità portante è stato calcolato considerando:

Geometria fondazione:

- | | |
|--------------------------------|---------------------------|
| - tipologia | plinti |
| - dimensioni | 1.5x1.5 |
| - profondità piano fondazione: | - 1m da pc attuale |

Terreno:

- | | |
|------------|---|
| - Unità B: | angolo d'attrito di progetto $\varphi_d = 19^\circ$ |
| | peso di volume $\gamma = 1900 \text{ kg/cm}^3$ |
| | incastro fond. $D = 0.50 \text{ m}$ |

11.3.1. Capacità portante – Campo statico

Il calcolo della capacità portante è stato condotto utilizzando la formula di Brinch Hansen (1970) per terreni con $\varphi > 0$:

$$Q_{lim} = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + s_q \gamma_1 D N_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma_2 B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma}$$

con: N_c, N_q, N_{γ} = fattori adimensionali di portanza;
 s_c, s_q, s_{γ} = fattori di forma
 i_c, i_q, i_{γ} = fattori correttivi per carichi inclinati;
 d_c, d_q, d_{γ} = fattori correttivi per l'approfondimento
 b_c, b_q, b_{γ} = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione
 g_c, g_q, g_{γ} = fattori correttivi per fondazioni su pendio

		Q_{lim} statico kg/cmq	R_d statico kg/cmq	R_d statico kPa
<i>Approccio 1</i>	Combinazione 2 (A2 + M2 + R2)	1.26	0.7	68.6
<i>Approccio 2</i>	A1 + M1 + R3	2.07	0.9	88.2

12. CONCLUSIONI

Di seguito si riassumono i dati di carattere geologico - tecnico contenuti nella presente relazione redatta a completamento del progetto per la costruzione e l'ampliamento di fabbricati rurali da realizzare in via Piave a Sandrigo VI:

- **Piano di riferimento:** tutte le profondità indicate in relazione sono riferite al piano campagna ed al piano cortile attuale;
- **Stratigrafia:** le prove eseguite hanno permesso di rilevare la presenza di terreni limosi e sabbiosi da sciolti a mediamente sciolti (saturi) entro il primo metro di profondità, al di sotto si susseguono livelli sabbiosi più o meno compatti. In corrispondenza del cortile, per una profondità di 60-90 cm sono presenti materiali di riporto di varia natura molto compatti.
- **Sismica:** il sottosuolo di fondazione appartiene alla categoria sismica C.

- **Circolazione idrica:** all'interno dei fori di prova, *la falda è stata rilevata alla profondità di -1.4 m*. Vista la vicinanza dei terreni alla Roggia Longhella, nei calcoli della capacità portante la falda è stata cautelativamente posta a -1 m. Prima di eseguire gli scavi per le strutture interrato si consiglia di eseguire uno scavo (al di fuori dell'area di costruzione) per verificare il livello della falda e valutare il valore della sottospinta idraulica;

- **Resistenza di progetto e cedimenti di consolidazione:** per i valori calcolati, si rimanda al Parag. 11.

Di seguito si riassumono le precauzioni da adottare durante le fasi costruttive:

- a. *evitare scavi approfonditi e successivi riporti al di sotto del piano di fondazione per non diminuire lo stato di addensamento del materiale in posto;*
- b. *reinterrare la fondazione rispetto al piano di posa prima di affidare a questa il carico di esercizio previsto;*
- c. *predisporre l'impermeabilizzazione della fondazione per evitare infiltrazioni d'acqua e risalite capillari;*
- d. *in fase d'opera ci si assicuri che a contatto controterra venga posato materiale arido drenante, escludendo eventuale materiale terroso e/o con preponderante matrice fine. Si verifichi inoltre che le acque meteoriche siano adeguatamente raccolte e allontanate nelle apposite reti di smaltimento per evitare che possano defluire verso lo strato di fondazione e di sottofondo.*

N.B.: si ricorda che la presente è una relazione preliminare di caratterizzazione dei terreni di fondazione e che la verifica geotecnica agli stati limite ultimi (SLU) dell'interazione tra fondazione e terreno e il calcolo dei cedimenti (SLE) potranno essere effettuati una volta in possesso dei dati strutturali forniti dal Progettista.

San Pietro in Gù, ottobre 2013

Committente: Ditta COGO	Profondità falda: -1,40 m da pc	CPT n.
Località: via Piave - Sandrigo VI	Data: 01.10.2013	1
Strumentazione: Penetrometro da 20 ton	Quota inizio: p.c.	

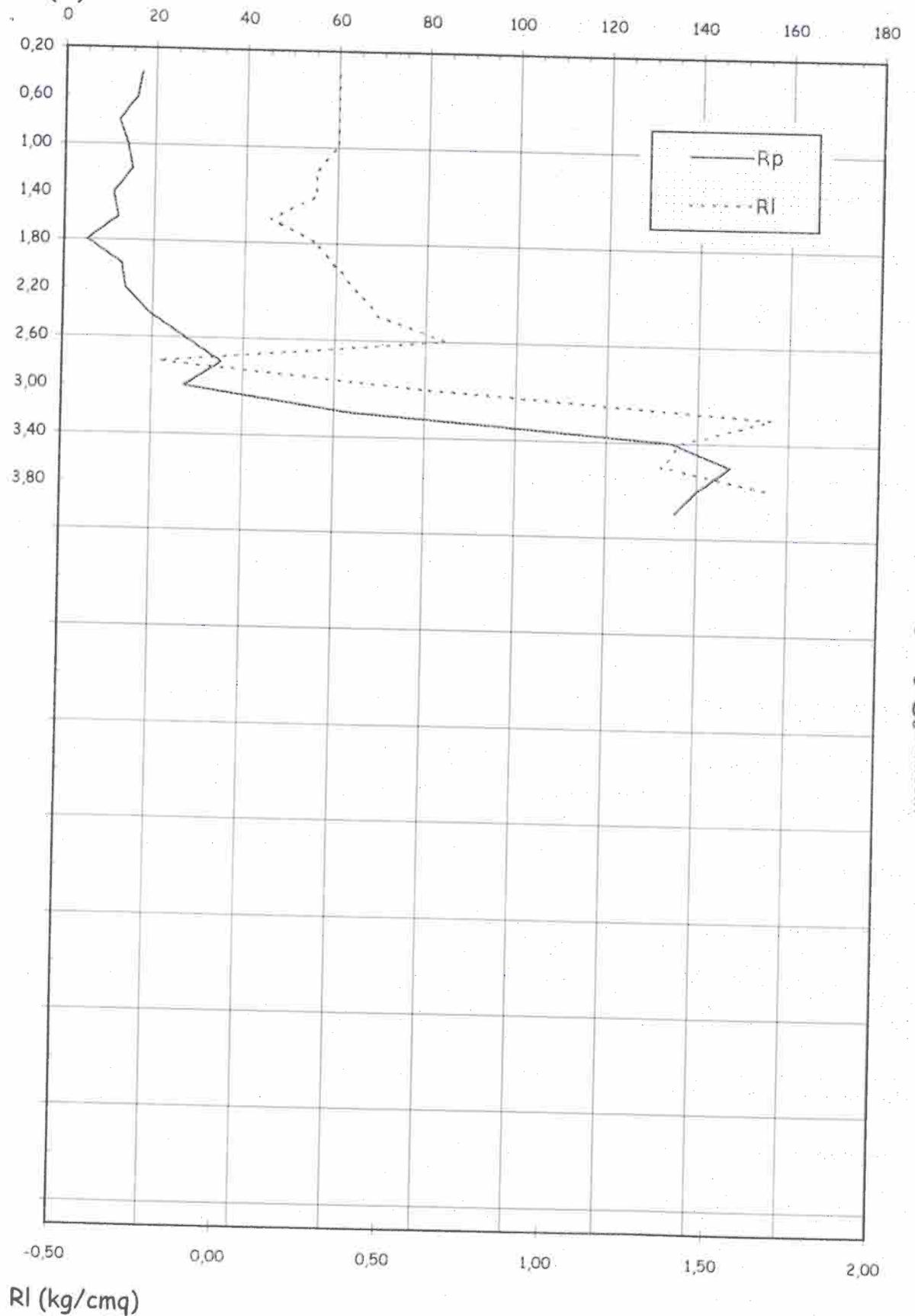
prof. m	Lp	Lm	Rp kg/cm ²	RI kg/cm ²	Rp/RI	descrizione terreni (raccomandazione A.G.I.)	falda m
0,20							
0,40	17	21	17	0,33	51,0	limi sabbiosi - sabbie limose	
0,60	16	21	16	0,33	48,0	limi sabbiosi - sabbie limose	
0,80	12	17	12	0,33	36,0	limi sabbiosi - sabbie limose	
1,00	14	19	14	0,33	42,0	limi sabbiosi - sabbie limose	
1,20	15	20	15	0,27	56,3	limi sabbiosi - sabbie limose	
1,40	11	15	11	0,27	41,3	limi sabbiosi - sabbie limose	-1,40m
1,60	12	16	12	0,13	90,0	sabbie - sabbie con ghiaia	
1,80	5	7	5	0,27	18,8	limi - argille	
2,00	13	17	13	0,33	39,0	limi sabbiosi - sabbie limose	
2,20	14	19	14	0,40	35,0	limi sabbiosi - sabbie limose	
2,40	19	25	19	0,47	40,7	limi sabbiosi - sabbie limose	
2,60	27	34	27	0,67	40,5	limi sabbiosi - sabbie limose	
2,80	35	45	35	-0,20	-175,0	torbe - argille organiche	
3,00	27	24	27	0,60	45,0	limi sabbiosi - sabbie limose	
3,20	63	72	63	1,67	37,8	limi sabbiosi - sabbie limose	
3,40	134	159	134	1,40	95,7	sabbie - sabbie con ghiaia	
3,60	147	168	147	1,33	110,3	sabbie - sabbie con ghiaia	
3,80	140	160	140	1,67	84,0	sabbie - sabbie con ghiaia	
4,00	135	160	135				

PROVA PENETROMETRICA n.1

Profondità

(m)

Rp (kg/cmq)



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE

Committente: **Ditta COGO**

Falda: non misurata

Cantiere: via Piave - Sandrigo VI

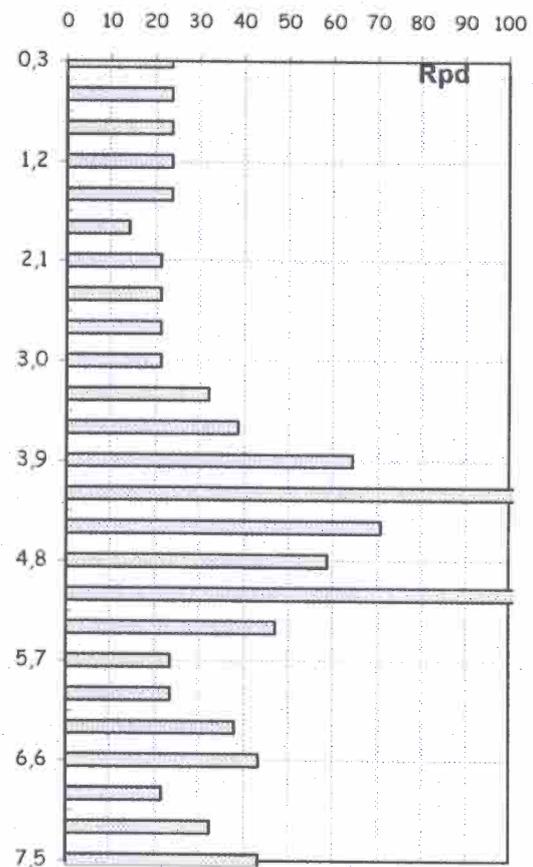
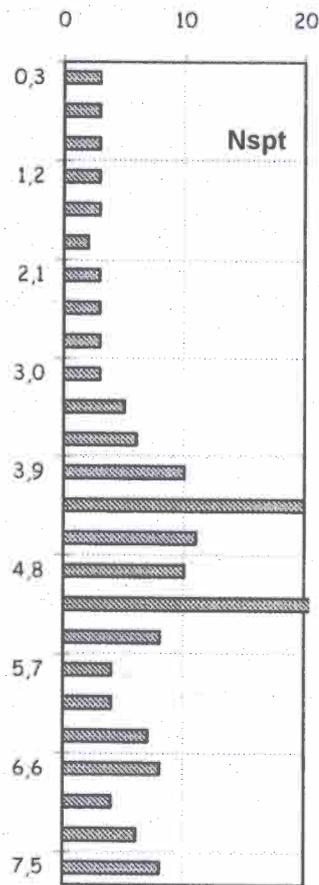
Peso massa battente: 73 kg

Data: 1 ottobre 2013

Prova n.:

2

prof. m	Ncolpi	Rpd kg/cmq
0,30	3	23,8
0,60	3	23,8
0,90	3	23,8
1,20	3	23,8
1,50	3	23,8
1,80	2	14,2
2,10	3	21,3
2,40	3	21,3
2,70	3	21,3
3,00	3	21,3
3,30	5	32,2
3,60	6	38,6
3,90	10	64,4
4,20	20	128,7
4,50	11	70,8
4,80	10	58,8
5,10	21	123,5
5,40	8	47,0
5,70	4	23,5
6,00	4	23,5
6,30	7	37,9
6,60	8	43,3
6,90	4	21,6
7,20	6	32,5
7,50	8	43,3



geol. MARIA SCULCO

via Armedola 39 - 35010 San Pietro in Gù PD

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE

Committente: **Ditta COGO**

Falda: *non misurata*

Cantiere: via Piave - Sandrigo VI

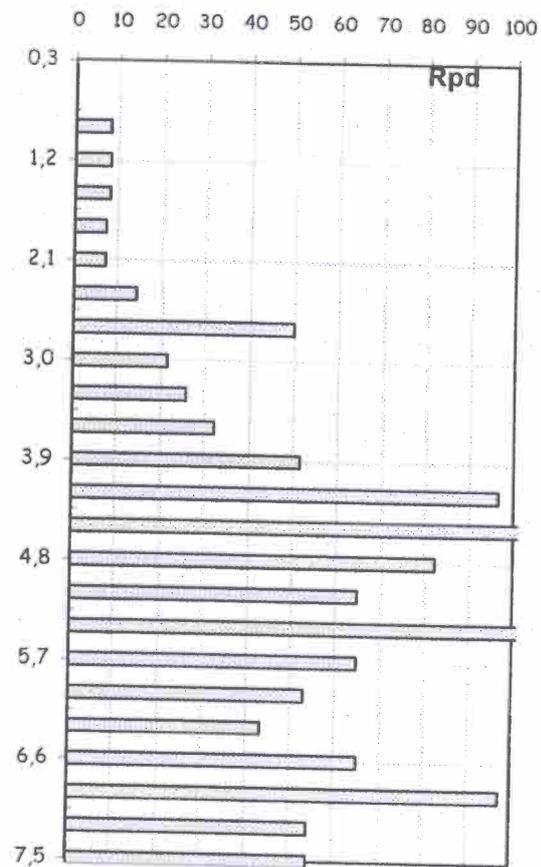
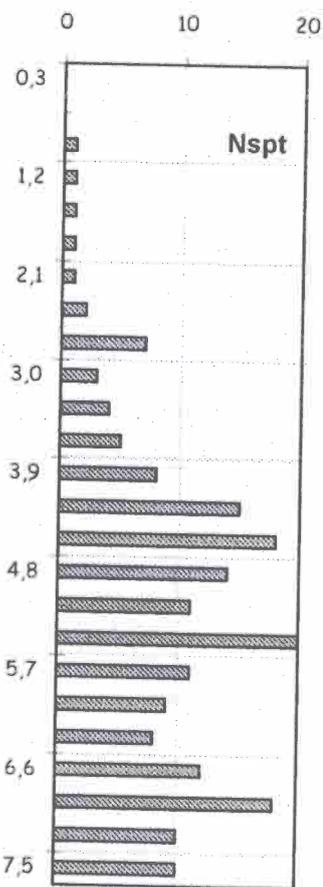
Peso massa battente: 73 kg

Data: 1 ottobre 2013

Prova n.:

3

prof. m	Ncolpi	Rpd kg/cmq
0,30		
0,60		
0,90	1	7,9
1,20	1	7,9
1,50	1	7,9
1,80	1	7,1
2,10	1	7,1
2,40	2	14,2
2,70	7	49,8
3,00	3	21,3
3,30	4	25,7
3,60	5	32,2
3,90	8	51,5
4,20	15	96,6
4,50	18	115,9
4,80	14	82,3
5,10	11	64,7
5,40	20	117,6
5,70	11	64,7
6,00	9	52,9
6,30	8	43,3
6,60	12	64,9
6,90	18	97,4
7,20	10	54,1
7,50	10	54,1



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE

Committente: **Ditta COGO**

Cantiere: via Piave - Sandrigo VI

Data: 1 ottobre 2013

Falda: non misurata

Peso massa battente: 73 kg

Prova n.:

4

prof. m	Ncolpi	Rpd kg/cm ²
0,30	RIPORTI	
0,60		
0,90	3	23,8
1,20	2	15,9
1,50	2	15,9
1,80	2	14,2
2,10	1	7,1
2,40	3	21,3
2,70	6	42,7
3,00	8	56,9
3,30	10	64,4
3,60	10	64,4
3,90	10	64,4
4,20	6	38,6
4,50	3	19,3
4,80	6	35,3
5,10	10	58,8
5,40	10	58,8
5,70	13	76,4
6,00	12	70,5
6,30	9	48,7
6,60	10	54,1
6,90	15	81,1
7,20	9	48,7
7,50	10	54,1

